

وزارة الجامعات والبحث العلمي
Ministère aux Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE MINIER

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

TECHNIQUE DE REALISATION D'UN TUNNEL

(CAS DU METRO D'ALGER)

DETERMINATION DES CHARGES AGISSANT SUR
LES TUNNELS (THEORIES RELATIVES A LA
PRESSION GEOLOGIQUE).

3 PLANCHES

Proposé par :

M^r RABAH BELOULOU

Etudié par :

M^e RAHMOUNE
KARIM ADEL

Dirigé par :

M^r RABAH BELOULOU

PROMOTION

1942

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

كُلُّ هَذَا مِنْ فَضْلِ

رَبِّي

DEDICACES

à la mémoire de mes grands mères
à mes parents qui m'ont tant
donnés

à mon frère et mes sœurs

à mes oncles et tantes

à toute ma famille

à ceux que j'aime et que
j'aimerai

à mes amis(es)

Ce modeste travail

Kamel Adel RAHMOUNE

INTRODUCTION**CHAPITRE 1****GENERALITE**

- 1.1. Présentation du projet Métro d'Alger. [4].....
- 1.2. Facteurs à considérer lors de l'implantation d'un tunnel. [5] [6] [8].....
 - 1.2.1. Choix du tracé.....
 - 1.2.2. Etudes du profil en long.....
 - 1.2.3. Choix de la section.....

CHAPITRE 2**ASPECTS GENERAUX DE LA REGION D'ALGER**

- 2.1. Généralités.... [4].....
- 2.2. Géologie Régionale. [1] [2] [4] [14].....
 - 2.2.1. Le primaire.....
 - 2.2.2. Le secondaire.....
 - 2.2.3. Le tertiaire.....
 - 2.2.4. Le quaternaire.....
 - 2.2.5. Conclusions.....
- 2.3. Hydrogéologie Régionale.. [2] [14].....
 - 2.3.1. Le primaire.....
 - 2.3.2. Le tertiaire.....
 - 2.3.3. Le quaternaire.....

CHAPITRE 3**RECONNAISSANCES**

- 3.1. Introduction.....
- 3.2. Reconnaissances géologiques [1] [2] [3] [4] [8].....
- 3.3. Reconnaissances hydrogéologiques [2] [3] [8] [23].....
- 3.4. Reconnaissances géotechniques. [2] [3] [4] [7] [8].....
 - 1. Essais in situ.....
 - 1.1. Essai de CROSS-HOLE.....
 - 1.2. Sondage.....
 - 2. Essais de laboratoire.....

CHAPITRE 4

METHODE DE REALISATION DU TUNNEL

- 4.1. Ouvertures et accès. [5] [8].....
- 4.1.1. Puits.....
- 4.1.2. Rameaux.....
- 4.1.3. Galerie de reconnaissance et galerie pilote.....
- 4.2. Méthode de creusement. [5] [6] [8] [9] [10] [20] [22] [4].....
- 4.2.1. Introduction.....
- 4.2.2. Principe de la méthode.....
- 4.2.3. Excavation de la demi section supérieure.....
 - 4.2.3.1. Plan de tir.....
 - 4.2.3.2. Plan de tir utilisé au métro d'Alger.....
- 4.2.4. Excavation de la demi section inférieure.....
- 4.3. Soutènement provisoire et stabilité du parement. [4] [6] [8] [9].....
- 4.3.1. Introduction.....
- 4.3.2. Cintre métallique.....
- 4.3.3. Boulonnage.....
- 4.3.4. Béton projeté.....
- 4.4. Revêtement définitif. [4] [15].....
- 4.4.1. Rôle du revêtement.....
- 4.4.2. Facteurs intervenant dans l'établissement des contraintes dans le revêtement.....
- 4.4.3. Forme du revêtement.....
- 4.4.4. Matériaux utilisés pour le revêtement.....
- 4.5. Etanchéité. [20].....

CHAPITRE 5

HYGIENE ET SECURITE

- 5.1. Introduction.. [11] [17] [18] [19] [22].....
- 5.1.1. Lutte contre les poussières.....
- 5.1.2. Lutte contre les gaz.....
- 5.1.3. Eclairage de travail.....
- 5.2. Conclusion.....

CHAPITRE 6

**ETUDES DES METHODES DE PREDIMENSIONNEMENT
 DES OUVRAGES SOUTERRAINS**

Position du problème et difficultés du calcul d'un ouvrage souterrain

- 1. Généralité... [15].....
- 1.2. Position du problème.....
- 1.3. Difficultés du calcul.....
- 6.1. Détermination des charges agissant sur les tunnels et sur les constructions souterraines. [5] [8] [15].....
- 6.1.1. Origine et types de pression géologiques, ou poussée du souterrain.....
 - 6.1.1.1. Poussée de détente.....
 - 6.1.1.2. Poussée géologique.....
 - 6.1.1.3. Poussée due au gonflement.....
- 6.1.2. Détermination de la pression verticale du rocher.....

Théories relatives à la pression géologique

 - 6.1.2.1. Théories basées sur la détermination de contrainte régnant à l'intérieur du rocher.....
 - 6.1.2.2. Etat de tension du terrain entourant des évidements.....
 - 6.1.2.3. Théories basées sur des hypothèses cinématiques et statiques.....
 - 6.1.2.3.1. Théories tenant compte de l'influence de la profondeur.....
 - Théorie de BIERBÄUMER.....
 - Théorie de TERZAGHI.....
 - 6.1.2.3.2. Théories ne tenant pas compte de l'influence de la profondeur.....
 - Théorie de KOMMERELL.....
 - Théorie de PROTODIAKONOV.....
- 6.2. Prédimensionnement des ouvrages souterrains par la classification des massifs rocheux. [9].....
 - Classification des massifs rocheux d'après Z. BIENIAWSKI

CONCLUSION.....

ANNEXE.....

BIBLIOGRAPHIE.....

Introduction.

Avec l'évolution des centres urbains il devient de plus en plus urgent de construire des tunnels à l'intérieur des grandes villes.

Pour des raisons économiques ces ouvrages sont dans la plupart des cas implantés dans des couches supérieures du sous sol, situées sous les chaussées dans un terrain instable ou pseudo stable ; donc pour avoir une bonne stabilité de la chaussée et du tunnel lui-même, il faut une bonne connaissance des différents charges qui existent et c'est dans le cadre d'appréciation des charges verticales que s'inscrit mon travail.

GENERALITES

1.1 : Présentation du projet Métro d'Alger :

Il s'agit de la réalisation d'un premier tronçon de la ligne n°1 du Métro d'Alger, ce tronçon est une partie de la première phase de la ligne n°1 traitée dans l'A.P.D. (Mai 86) dans l'hypothèse d'un roulement fer sur fer. Il se situe entre la place EMIR ABDELKADER (E.A) au P.K 1158 et la rue VINCENT (R.V) au P.K 2715 et comprend un tunnel à double voie et deux stations (TAFOURAH GRANDE POSTE ou TGP. et KHELIFA BOUKHALFA ou KH.B) (VOIR PLANCHE N°1).

La référence kilométrique qui a été utilisée est la suivante :

* le pK 0.000 de référence se trouve à l'entrée nord de la station "PLACE DES MARTYRES" au point dont les coordonnées sont :

x = 523448 ; 937388

y = 387300 ; 634961

* les PK sont positifs en se déplaçant de la station PLACE DES MARTYRES en direction de BACHDJARAH, et négatifs dans le sens PLACE DES MARTYRES - STATION OUED KORICHE.

Le tunnel est un monotube établi pour 2 voies de circulation, sa section de forme caquoïde est d'environ 73 m².

Avec une couverture de sol variant entre 6,5 m et 22 m il passe sous infrastructure et une vie urbaines très importantes (immeubles, réseaux de services publics, trafic automobile...)

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

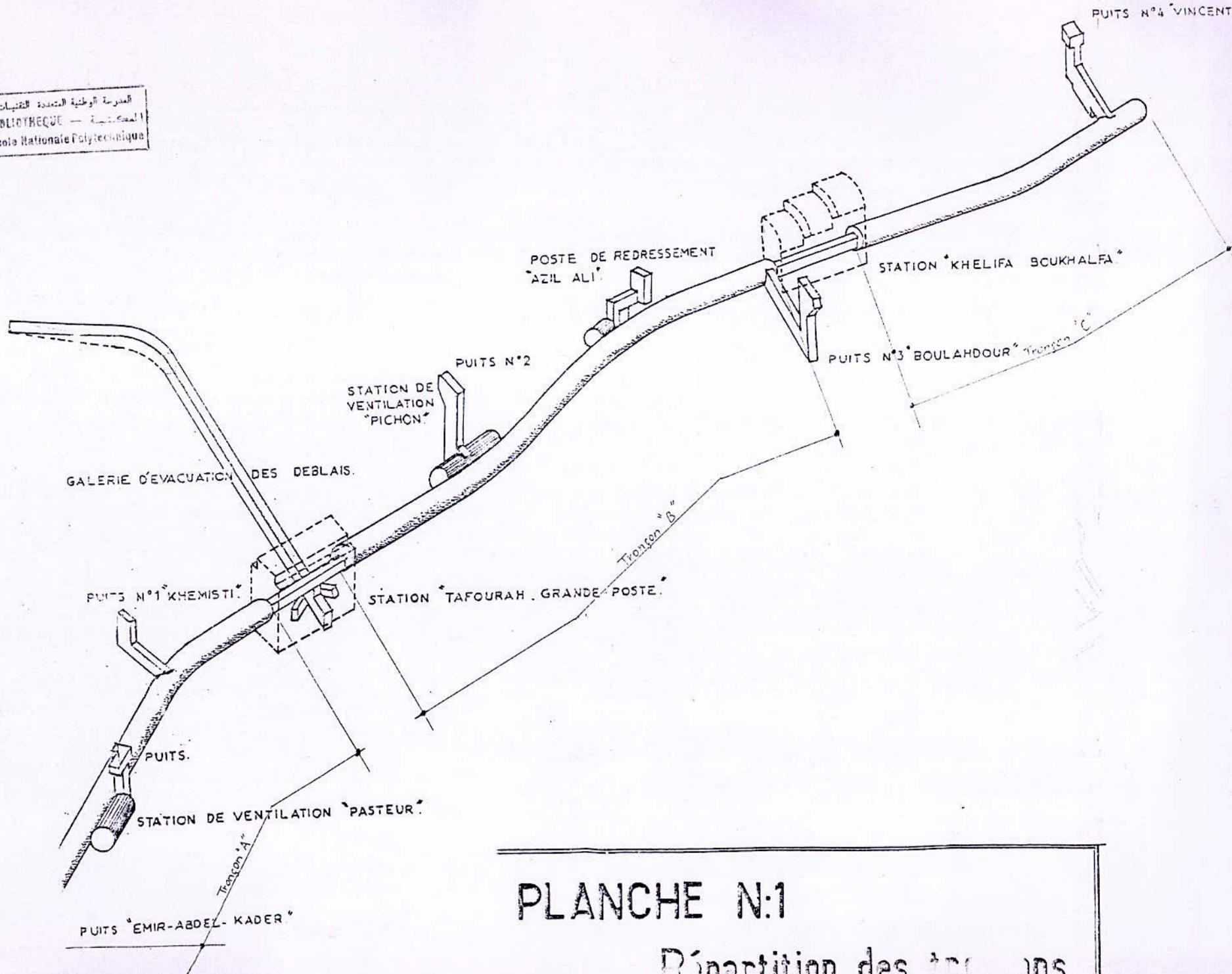


PLANCHE N:1

Répartition des tronçons

Son tracé en plan (VOIR PLANCHE N°2) comporte des rayons de courbe de 120 m entre la place E.A et T.G.P et de 400 m entre T.G.P et R.V.

1.2 : Facteurs à considérer lors de l'implantation d'un tunnel

1.2.1 : Choix du tracé

Le tracé d'un tunnel est choisi en tenant compte avant tout des intérêts de la circulation et des transports de la région en question ; il est donc en rapport direct avec les fonctions qu'assure la ligne de chemin de fer ou la route. Son implantation exacte est ensuite dictée par les conditions géologiques et hydrologiques. Toutefois, l'on doit s'efforcer dans la mesure du possible, de garder l'axe du tunnel droit. Non seulement cela diminue la longueur de l'ouvrage, et rend la construction plus économique, mais cela facilite en outre la construction, simplifie l'implantation et améliore l'effet de la ventilation.

L'implantation correcte des points d'attaque, entrée et sortie du tunnel, influence aussi fortement le choix du tracé.

Le choix des tracés des tunnels urbains et lignes de métro, est largement subordonné aux exigences de la circulation et de l'urbanisme, les stations, les rampes d'accès et autres ouvrages extérieurs doivent être incorporés dans l'aspect général des lieux, leur emplacement doit être choisi en tenant compte du réseau routier. Les lignes de métro construites immédiatement sous la chaussée des rues sont particulièrement difficiles à implanter, parce qu'elles doivent suivre strictement le tracé des rues.

i.2.2 : Études du profil en long :

Le choix de la situation en élévation et du profil en long des tunnels dépend du rôle assuré par la ligne de communication et des conditions d'exploitation.

Il est fondé sur les exigences de l'exploitation et de la construction.

Ce sont également les conditions géologiques et les possibilités de l'exécution qui dicteront la situation en profondeur des tunnels de métro, quoique là interviennent encore les points de vue de l'exploitation, de l'implantation, des accès ainsi que la sécurité des conduites et canalisations souterraines.

Les exigences de la traction imposent la limitation des pentes maximales à des valeurs inférieures à celles adoptées sur les lignes extérieures, et ceci pour deux raisons : à l'intérieur des tunnels l'adhérence diminue tandis que la résistance de l'air est plus élevée qu'à l'extérieur.

En dehors de ces considérations, il convient aussi de mentionner la situation des stations qui se veut être élevée par rapport au profit en long général.

1.2.3 : Choix de la section :

La section d'un tunnel est déterminée sur la base des facteurs suivants :

- 1 - les gabarits des véhicules qui seront appelés à emprunter le tunnel et de ceux des matériaux qui y seront transportés ;
- 2 - la nature du terrain, sa résistance, sa teneur en eau et les poussées géologiques du souterrain ;

3 - la méthode de travail adoptée ;

4 - le matériau utilisé pour la revêtement, sa résistance, ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter.

5 - l'existence d'une ou deux voies de circulation.

CHAPITRE 2

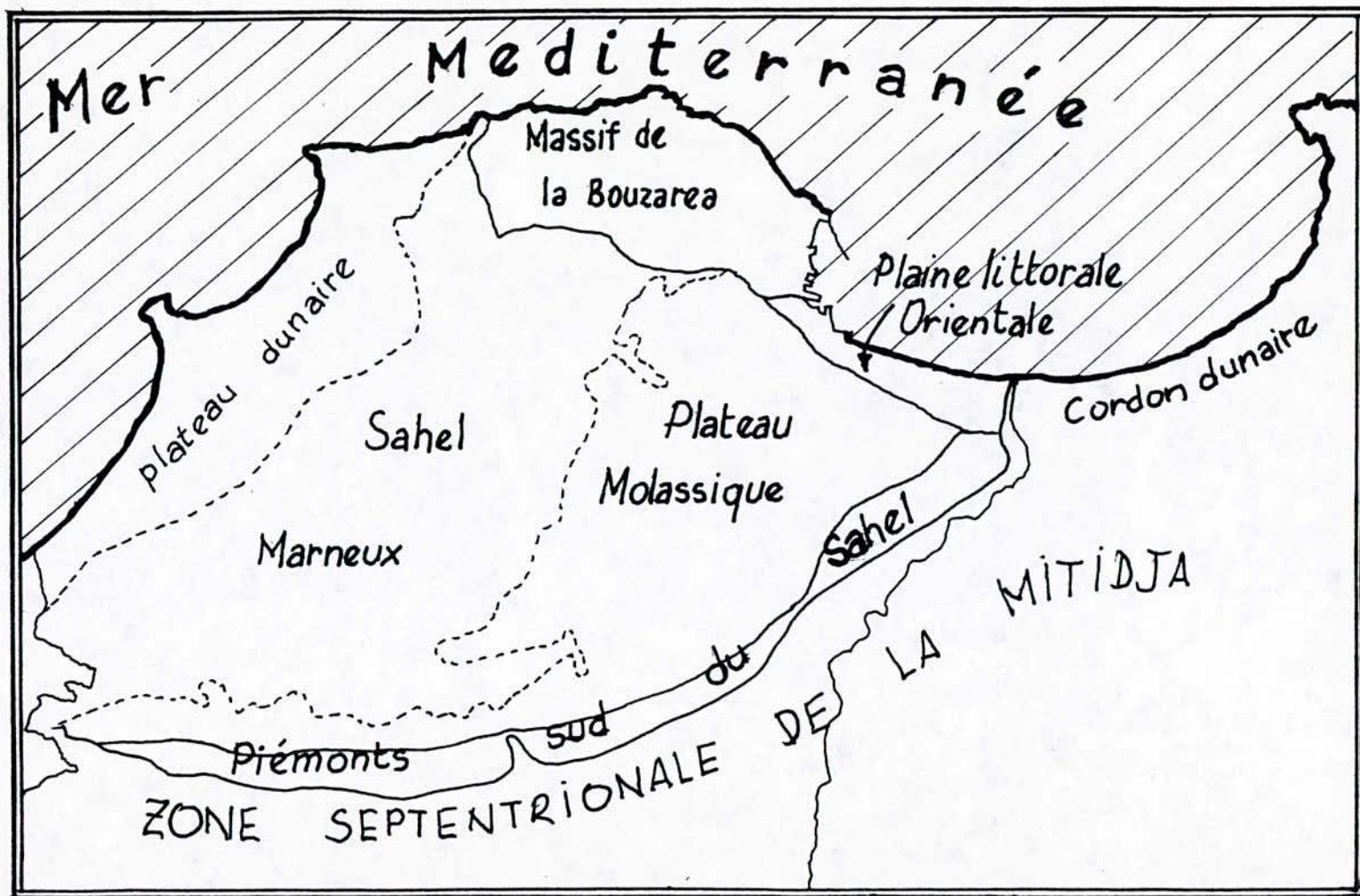
ASPECTS GENERAUX DE LA REGION D'ALGER

2.1 : Généralités :

Alger possède un climat méditerranéen (tempéré) marqué par une période pluvieuse relativement courte. Les orages sont parfois très violents, de courtes durées et donc d'intensité forte (ce qui accroît leur rôle dans l'érosion).

Les périodes sèches qui s'échelonnent du mois de Mai au mois de Septembre vont avoir de grandes répercussions dans l'hydrogéologie de cette région.

La région d'Alger peut être subdivisée en de grands ensembles identifiés par des caractéristiques morphologiques et géologiques spécifiques. (VOIR FIG.1)



2.2 : Géologie régionale :

La région d'Alger est constituée par un socle métamorphique primaire, constitué de roches cristallophylliennes, bordé par des dépôts sédimentaires tertiaires et quaternaires.

2.2.1 - Le primaire :

Il est constitué de roches cristallophylliennes.

Ces formations sont de nature pélitiques et carbonatées.

Cette série a été recoupée par des manifestations magmatiques (filons doléritiques, niveaux tuffaces acides, intrusions granitiques).

Les principaux faciès pétrographiques reconnus sont :

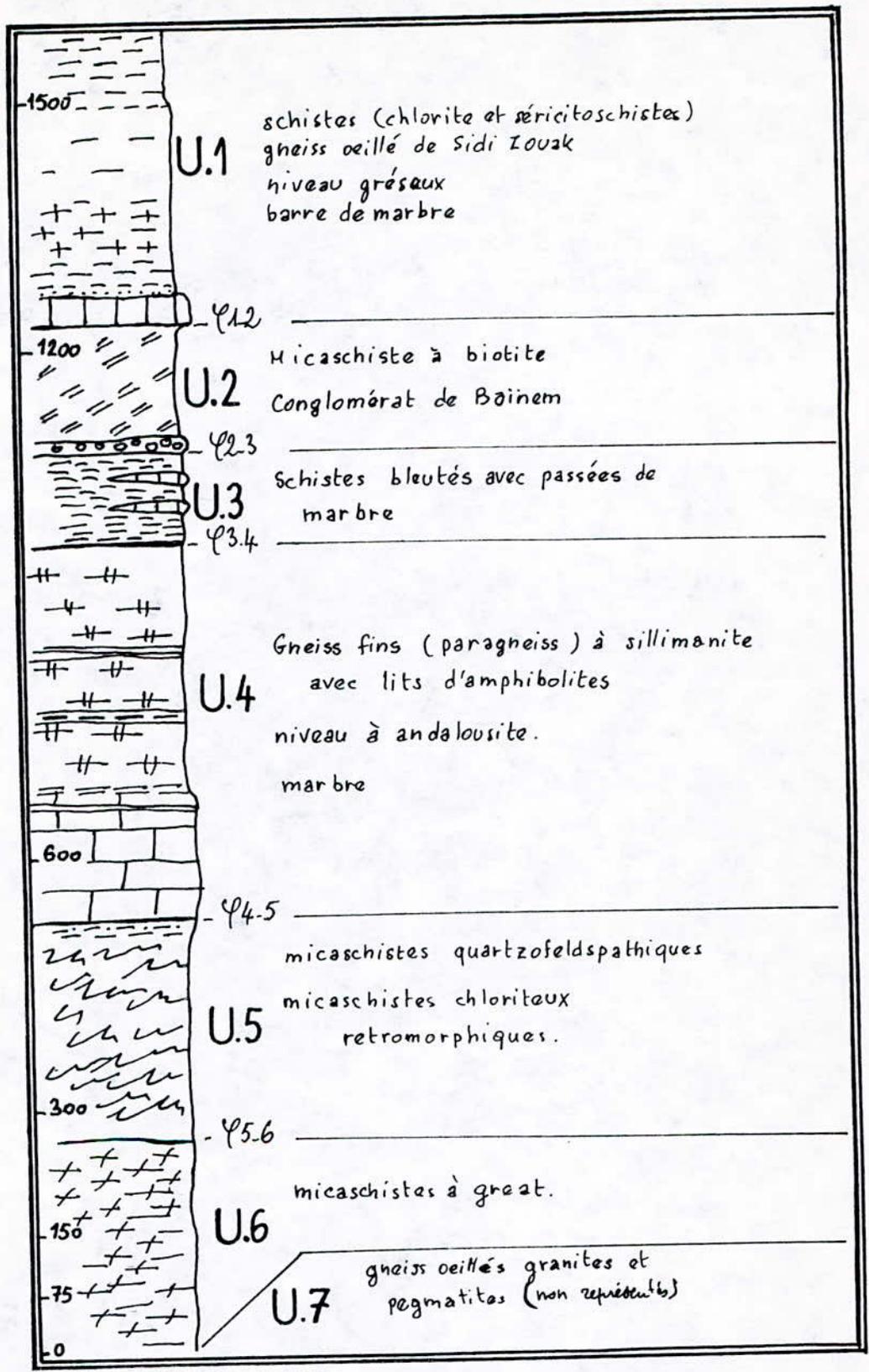
- les schistes et micaschistes ;
- les schistes ardoisiers fortement injectés de quartzite
- les calcaires lenticulaires métamorphiques (cipolin)
- les gneiss souvent ocellés de quartz
- les gneiss injectés de roche granitique (migmatites)

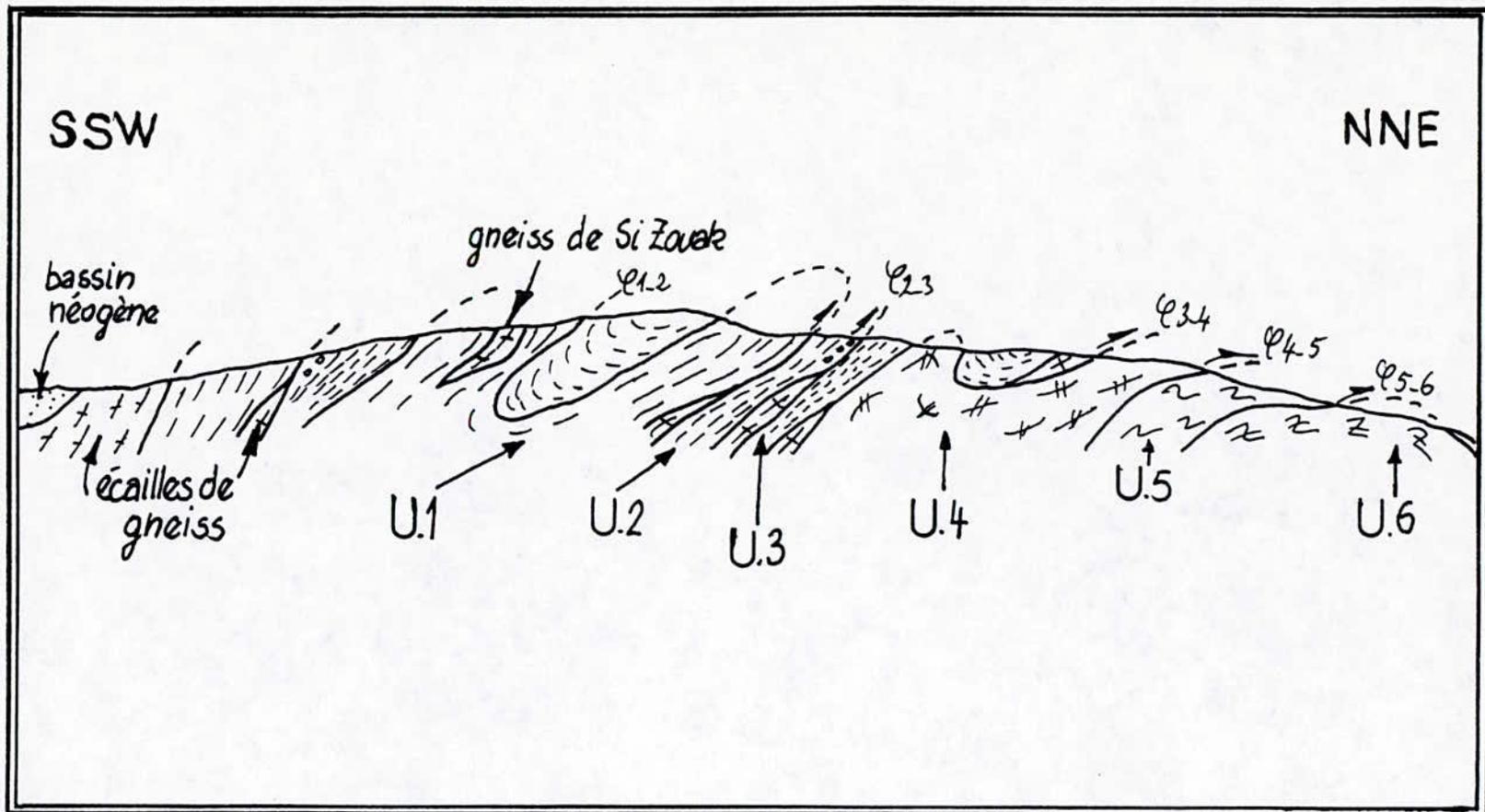
Ces divers faciès pétrographiques sont imbriqués d'une manière anarchique consécutive à une tectonique très importante.

Ces mouvements tectoniques se sont traduits par une fracturation importante et de nombreuses zones de failles et de broyage.

Ces faciès métamorphiques se sont altérés en surface pour donner naissance à des roches argileuses détritiques (gneiss "pouri", argile schisteuse). La circulation des eaux dans ces formations diaclasées a provoqué le remplissage de fissures par les faciès lithologiques d'altération (comblement argileux des fissures).

Cette série est découpée en 7 unités tectoniques :





2.2.2 - Le secondaire :

La région d'Alger est marquée par les grandes lacunes stratigraphiques du secondaire et de la base de tertiaire (Eocène et Oligocène).

2.2.3 - Le tertiaire :

Les formations tertiaires recouvrent en discordance les faciès métamorphiques, les principaux horizons reconnus sont dans l'ordre (de bas en haut) :

- Le Miocène (d'âge Burdigalien à Pontien).

Surmontant le massif primaire, des grés (GR) grossiers et tendres grisâtres, localement sableux et des conglomérats à éléments provenant du massif ancien liés par un ciment gréseux ou marno-silteux ;

- Le Pliocène inférieur (d'âge Plaisancien)

Est formé de marnes argileuses gris-bleu ou gris foncé, très compactes ; à partir de "jardin d'Essai" elles deviennent de plus en plus gréseuses en allant vers l'Est avec parfois d'importants passages de calcaires gréseux, épais de plusieurs mètres ; l'épaisseur maximale reconnue est de 50 m, mais elle va en augmentant vers le Sud-Est et atteindrait plusieurs centaines de mètres dans le bassin de la Mitidja.

Cette formation s'agit de dépôts marins profonds, très riches en microfossiles. Cette assise est très homogène et on la retrouve dans tous les bassins mio-plio-quaternaires littoraux de l'Algérie. Après la mise en place des nappes de charriage (au cours du Miocène) la mer plaisancienne profonde s'est installée en submergeant tout la région (même le massif d'Alger).

- Le Pliocène supérieur : (d'âge Astien)

Cette formation géologique est la plus importante, appelée couramment "molasse astienne" cet horizon se caractérise par son hétérogénéité.

Cette formation identifie la régression de la mer plaisancienne et le dépôt de terres littorales de faible profondeur. Cette série débute par le niveau à glauconie qui est considéré comme la séparation lithologique entre le Plaisancien et l'Astien. Ce niveau à glauconie est argilo sableux à nombreux grains de glauconie (d'où sa teinte verdâtre) et à macrofossiles (térébratules).

Ce niveau est surmonté par une épaisse série de calcaire construits (lithothamnies) et par des calcaires gréseux à pecteu. Ces faciès sont communément appelés "tuf" dans la région et leur teinte jaunâtre est très caractéristique dans le paysage. L'épaisseur maximale reconnue est d'environ 40 m au voisinage de la station "cité Mer et soleil".

Cette épaisse assise qui caractérise une régression nous apporte la preuve que le massif d'Alger était en partie émergé puisque nous avons repéré des galets de micaschiste et de gneiss dans la molasse de Ben Aknoun.

Ces différentes successions n'ont aucun ordre remarquable mais il apparaît que :

- le caractère rocheux de cette formation s'accroît très sensiblement lorsque l'on se rapproche du massif d'Alger et/ou que l'on s'éloigne de la mer.

- la fréquence de bancs de marnes est d'autant plus importante que l'on avance dans la plaine sédimentaire. On rencontre par ailleurs, dans cette plaine des bancs de galets laissés par d'anciens oueds.

2.2.4 - Quaternaire :

Les différentes assises géologiques décrites ci-dessus peuvent être recouvertes indifféremment par les couches Quaternaire suivantes :

* les alluvions et colluvions (d'âge Calabrien Villafranchien aux temps actuels)

Il a été regroupé sous cette appellation des formations dont l'épaisseur varie de 0 à 17 m et qui comprennent, le plus souvent, des argiles ou limons argileux rougeâtres, sableux ou graveleux mais aussi des sables, des graviers.

* les remblais : (rendus nécessaires par l'urbanisation de la ville d'Alger) dont la limite avec les formations sous-jacentes est souvent difficile à déterminer, sont le plus souvent constitués d'éléments sablo-graveleux et limoneux avec des débris divers ; ils forment une couche pratiquement continue, leur épaisseur maximale est d'environ 12 m.

2.2.5: Conclusions:

Après la mise en place des nappes de charriages, l'histoire géologique de la région d'Alger peut se résumer ainsi :

- Dépôt du Plaisancien et de l'Astien
- Dépôt des marnes et cailloutis du comblement de la Mitidja dont l'axe synclinal s'individualise de plus en plus ;
- Naissance du Sahel à la faveur de mouvements tectoniques et dessin de l'axe anticlinal du Sahel.
- Erosion des faciès marneux et cailloutis et de la molasse Astienne dans le Sahel.
- Durant le Quaternaire, plusieurs phases de régression marine vont se succéder et avoir pour conséquences:
 - . le dépôt des divers types de sables et grés
 - . la naissance de la baie d'Alger de l'érosion différentielle des faciès résistants et rocheux du socle métamorphique et des terrains tendres du recouvrement sédimentaire ;
 - . l'apparition de zones marécageuses dans le nord de la Mitidja ; zone séparées de la mer par le cordon littoral dunaire.

2.3 - Hydrogéologie régionale

2.3.1 - Le Primaire:

Il existe dans le complexe métamorphique d'Alger une présence d'eau souterraine, il s'agit d'une eau localisée dans les fractures, fissures et diaclases du socle. Les circulations d'eaux souterraines sont importantes comme en témoignent les puits domestiques que l'on rencontre à la CASBAH. Les circulations d'eaux ont permis la formation des gneiss pourris ou inversement les consolidations de fissures par dépôts de calcite. Dans les gneiss et micaschistes, ces venues d'eau ont minéralisées les fractures en silice (quartz).

2.3.2 - Le Tertiaire:

Le terrain aquifère le plus important de la région Algéroise est la molasse astienne. Les marnes plaisancienne imperméables constituent le mur de la nappe. Les plissements du tertiaire et la puissance par endroit très réduite de la molasse conduisent à une géométrie anarchique de la nappe (sens d'écoulement, direction).

La nappe des molasses astiennes est responsable, localement de désordres importants : glissement du Telemly par exemple.

2.3.3 - Le Quaternaire :

Son importance hydrogéologique est moindre son caractère argileux le rendant infiniment moins perméable que les molasses astiennes. La présence d'alluvions grossières dans le quaternaire, certains remblaiements ayant été réalisés avec des matériaux très sableux, les faciés argileux de la couverture font de cette formation un captage privilégié des eaux de pluie pour alimenter la nappe des molasses.

CHAPITRE 3

RECONNAISSANCES

3.1 - Introduction :

Les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques constituent d'une façon générale trois aspects complémentaires de l'étude des terrains dans lesquels doivent être exécutés les ouvrages.

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont, plus que tout autre, des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Non seulement ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, des soutènements et des revêtements mais de plus, se trouver face à un problème imprévu comme par exemple la traversée d'un accident géologique avec venues d'eau sous forte pression, est ce qui peut arriver de pire au concepteur d'un ouvrage. Cette imprévision peut bloquer les travaux plusieurs mois, mettre en cause la sécurité du chantier, voire même la faisabilité de l'ouvrage.

3.2 - Reconnaissances géologiques :

Les reconnaissances et études géologiques ont pour but de déterminer les éléments suivants :

- tectonique du massif ;
- structure du massif
- Inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées,...)
- description des terrains rencontrés selon leur natures pétrographique et minéralogique, selon leurs qualités, selon leur discontinuités.

On rappelle les classification A.F.T.E.S concernant les conditions géologiques.

Classification A.F.T.E.S. selon l'état d'altération du massif rocheux

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

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

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

Classification A.F.T.E.S. selon l'orientation des discontinuités

ORIENTATION DES DISCONTINUITES			CONDITIONS DU CREUSEMENT		
Classe	Angle entre pendage et axe d'avancement du creusement, λ°	Pendage β°			
OR 1	quelconque	0 à 20°	en bancs subhorizontaux		
OR 2	a	0 à 30°	20 à 90°	en travers blanc	(a) avec le pendage
	b				(b) contre le pendage
OR 3	30 à 65°	20 à 90°	conditions intermédiaires		
OR 4	a	20 à 60°	en direction	(a) pendage moyen	
	b	60 à 90°		(b) pendage fort	

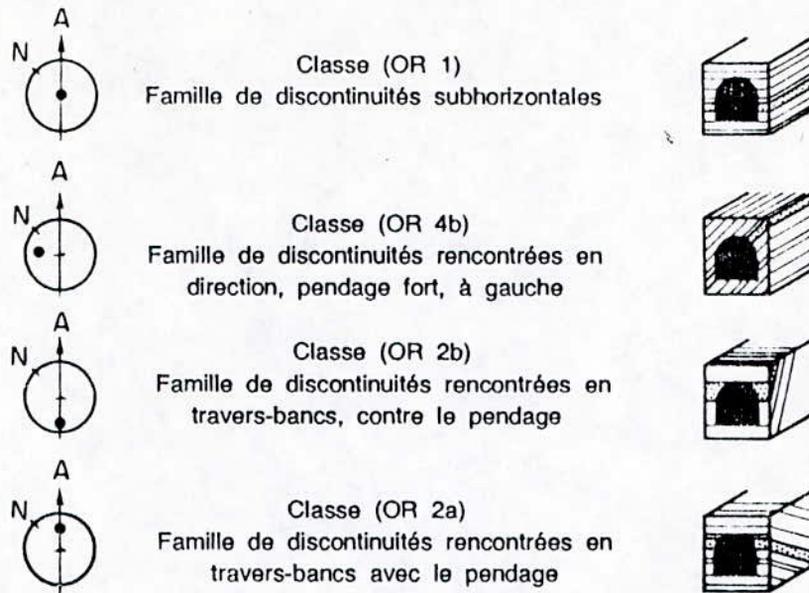


Illustration schématique de quelques classes d'orientation (OR)

Classification A.F.T.E.S. selon le nombre de familles de discontinuités

CLASSE	DESCRIPTION	
N 1		Pas de discontinuité ou quelques discontinuités diffuses
N 2	a	Une famille principale
	b	Une famille principale et des discontinuités diffuses
N 3	a	Deux familles principales
	b	Deux familles principales et des discontinuités diffuses
N 4	a	Trois (et plus) familles principales
	b	Trois (et plus) familles principales et des discontinuités diffuses
N 5		Nombreuses discontinuités sans hiérarchisation ni constance dans la répartition

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

Classification A.F.T.E.S. selon l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille

ESPACEMENT	EPAISSEUR	(S) OU (E) EN CM	ESPACEMENT DES DISCON- TINUITES D'UNE FAMILLE	EPAISSEUR DES BANCS
S 1	E 1	>200 cm	discontinuités très espacées	bancs très épais
S 2	E 2	60 à 200 cm	discontinuités espacées	bancs épais
S 3	E 3	20 à 60 cm	discontinuités espacées	bancs moyenne- ment épais
S 4	E 4	6 à 20 cm	discontinuités rapprochées	bancs minces
S 5	E 5	<6 cm	discontinuités très rapprochées	bancs très minces

Contexte géologique du tronçon T.G.P - K.B

La reconnaissance géologique basée sur l'étude des cartes géologiques et des résultats des sondages carottés et complétée par la visite de la galerie de reconnaissance permet d'enoncer ce qui suit :

* Du bas vers le haut on distingue :

- les gneiss et les gneiss altérés

- plus haut les alluvions ayant une épaisseur pouvant atteindre 3 à 4 mètres et pouvant être inexistantes sur des parties du tronçon ;

- ensuite viennent les remblais qui forment une couche continue le long du tronçon de 1 à 5 mètres d'épaisseur.

* Ce tronçon s'insère sur toute sa longueur dans les roches métamorphiques du primaire, il s'agit de gneiss et de micaschistes injectés de filons de quartzite.

* On note également des intrusions de schistes et de pegmatites, la fracturation et la fissuration du rocher et l'eau qui y circule, ont permis la formation par endroits, de zones très altérées ("gneiss pourri").

* La voûte du tunnel est surmontée des gneiss de 8 à 14 m d'épaisseur.

En résumé

Du PK 1702 au PK 1800 : zone des gneiss d'altération moyenne

Du PK 1800 au PK 1830 : zone de gneiss très fracturé avec intrusions de schistes et de pegmatites.

Du PK 1830 au PK 2315 : zone de gneiss moyennement fracturé et altéré avec intrusions de schistes.

Pour plus de détails voir PLANCHE 3

3.3 - Reconnaissances hydrogéologiques :

L'étude hydrogéologique constitue un élément très important des reconnaissances de tunnels.

En général l'étude hydrogéologique est effectuée en même temps que l'étude géologique, cette étude a pour but de déterminer :

- * les formations aquifères et les formations imperméables ;
- * la présence d'eau (nappes, circulations souterraines) ;
- * le régime des eaux souterraines (alimentation, débit, charge, fluctuation piezométriques) ;
- * la perméabilité des terrains
- * la présence éventuelle de Karsts.

Ces renseignements permettent de définir :

- * la nature des venues d'eau à attendre au long du tracé ;
- * leur charge et leur débit ;
- * la composition chimique et minéralogique des eaux (choix des ciments...)
- * les précautions à prendre concernant l'étanchéité de l'ouvrage.

On rappelle les classifications A.F.T.E.S. concernant les conditions hydrogéologiques.

Classification A.F.T.E.S. selon la charge hydraulique

Classe	Charge hydraulique H en m au-dessus du radier de l'ouvrage souterrain	Terme descriptif
H 1	< 10 m	faible
H 2	de 10 à 100 m	moyenne
H 3	> 100 m	forte

Classification A.F.T.E.S. selon la perméabilité

Classe	Perméabilité K en m/s	Terme descriptif
K 1	< 10^{-8} m/s	très faible à faible
K 2	10^{-8} à 10^{-6} m/s	faible à moyenne
K 3	10^{-6} à 10^{-4} m/s	moyenne à forte
K 4	> 10^{-4} m/s	forte à très forte

La situation hydrogéologique relevée pendant les reconnaissances comprend les relevés des niveaux d'eau en fin de sondage, les relevés piezométriques effectués dans les sondages équipés en piezomètre.

A des profondeurs très variées, les niveaux d'eau, mis en évidence par des relevés piezométriques, montrent l'absence d'une nappe continue mais traduisent aussi l'existence de circulations locales caractéristiques d'une perméabilité de fractures.

La perméabilité du massif est donc faible, les quelques venues d'eau observées dans la galerie de reconnaissance n'ont jamais gêné l'avancement du chantier.

(En fin de chantier les débits cumulés dans la galerie n'ont pas dépassé 30 m³/h).

Les essais de type Lugeon effectués dans les formations rocheuses du primaire ont donné une valeur moyenne de 5 UL pour les schistes et de 11 UL pour les gneiss, les gneiss paraissent légèrement plus perméable que les schistes.

Essai Lugeon

Objet : détermination de la perméabilité et du degré de fissuration d'un sol rocheux.

Domaine d'application : évaluation des débits et vitesses d'écoulement de l'eau dans une roche - choix d'un coulis d'injection.

Principe de l'essai : injection d'eau sous pression dans un forage.

Essai : l'essai nécessite la réalisation préalable d'un forage.

Appareillage : une pompe, un compteur d'eau, un manomètre, un ou deux obturateurs.

Mode opératoire : on injecte de l'eau jusqu'à une pression de 1 MPa dans une tranche de forage délimitée par un obturateur et la base du forage ou par deux obturateurs. On note le débit d'eau injecté en fonction de la pression.

Résultats : on trace la courbe débit-pression (absorption d'eau de la mise en pression jusqu'à 1 MPa et retour à la pression nulle).

Unité Lugeon (UL) : correspond à 1 litre d'eau injecté sous une pression de 1 MPa pendant 1 min dans une tranche de forage de 1 m.

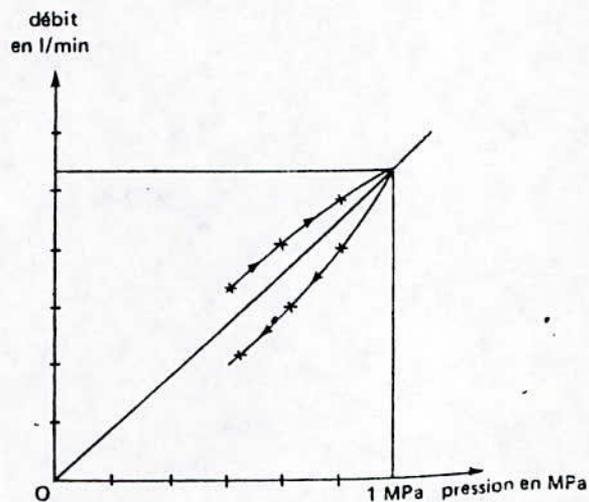
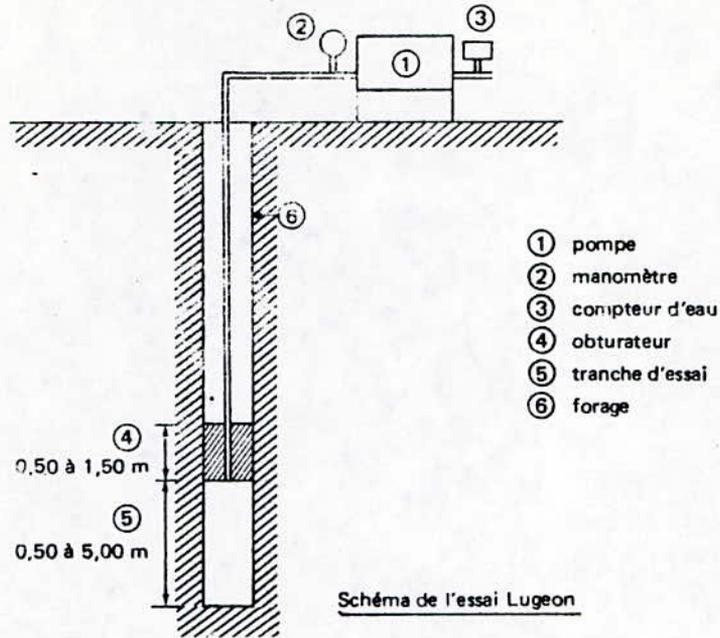


Diagramme débit-pression

Commentaires :

- Par définition, l'essai ne peut être réalisé que si la pression d'injection de 1 MPa est atteinte.
- L'essai permet de mesurer l'état de fissuration d'une roche, sachant que le débit varie comme le cube de l'ouverture d'une fissure.
- Une unité Lugeon correspond à une perméabilité $k = 10^{-7}$ m/s.
- Ce type d'essai permet de choisir le type de coulis à injecter.
- Un terrain ne peut pas être injecté si sa perméabilité est inférieure à 1 Lugeon.
- L'étude détaillée des diagrammes d'essais renseigne sur l'état du rocher (écoulement laminaire, turbulent, colmatage, débouillage).

3.4 - Reconnaissances géotechniques :

La nature et la disposition des terrains traversés par le tunnel sont décelées par les études géologiques et hydrogéologiques qui permettent de définir une première décomposition en classes différents. Mais les définitions géologiques et hydrogéologiques sont souvent imprécises et regroupent sous des termes identiques des terrains parfois très divers, c'est pourquoi les études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie.

Les études géotechniques nous permettant :

- * de préciser la description des terrains ;
- * de prévoir leur comportement ainsi que la stabilité des ouvrages pendant les différentes phases de leur exécution et après leur achèvement.

En particulier les études géotechniques permettent de dégager les éléments les plus caractéristiques pour la définition :

- * des méthodes d'exécution possibles ;
- * de la géométrie et du dimensionnement des ouvrages
- * des précautions particulières qu'il convient de prendre pendant leur construction.

Pour compléter les classifications données dans les paragraphes précédents, on rappelle ci-dessous la classification A.F.T.E.S selon la résistance à la compression simple.

Classe	Résistance Rc en MPa	Description
R 1	> 200	Résistance très élevée
R 2	200 à 60	Résistance élevée
R 3	60 à 20	Résistance moyenne
R 4	20 à 6	Résistance faible
R 5	< 6	Résistance très faible

Pour la réalisation des caractéristiques géotechniques du tracé du tunnel des essais ont été réalisés, ces essais sont :

- 1 - Essais in situ
 - . essai de cross holl
 - . sondages.
- 2 - Essais de laboratoire

1 - Essais in situ :

1.1 - Essai de CROSS-HOLE :

Principe de la méthode utilisée :

La méthode "CROSS-HOLE" offre la possibilité de mesurer les vitesses des ondes de compression (p) et des ondes de cisaillement (s) entre (2) deux sondages adjacents.

Le système comprend un émetteur, un géophone tridimensionnel de sondage et un enregistreur sismographique.

Elle consiste a provoquer un évènement sismique dans un sondage, et l'enregistrement du front d'onde résultant dans un ou plusieurs sondages adjacents.

L'interprétation des différentes arrivées permet de calculer les vitesses respectives des différentes ondes enregistrées.

Unité des paramètres :

V_l et V_t en mètre par seconde (m/s)

γ : densité en gramme par mètre cube (g/m³)

E dyn, G dyn, en méga PASCAL (Mpa)

Description de la méthode :

Dans les trous de sondage préalablement tubés au P.V.C de diamètre de 80 mm.

- un récepteur ou géophone à (3) trois composantes (une verticale deux horizontales et orthogonales).
- un gnérateur d'impulsion.

L'impulsion générée par l'émetteur provoque un train d'ondes qui sera capté par les géophones installés à la même côte dans le sondage adjacent. Les signaux ainsi reçus sont visualisés sur l'écran du sismographe, contrôlés, puis stockés en mémoire, puis traités au centre de calcul.

Méthodologie :

1 - Principe :

Le principe de base des méthodes sismiques est la théorie de l'élasticité. Les propriétés élastiques des matériaux sont caractérisées par les modules permettant d'établir une relation entre la contrainte et la déformation des matériaux.

a) Nature et mode de propagation des ondes sismiques

Si une contrainte (s) est appliquée ou relâchée soudainement en un point P à la surface du sol, trois types d'ondes sismique se propagent à partir de l'impulsion au point (P) à des vitesses différentes :

- * ondes primaires ou longitudinales ;
- * ondes secondaires ou transversales
- * ondes de surface : Rayleigh, Love et Safar

Les principes fondamentaux de propagation de ces ondes obeissent aux lois de SNELL - DESCARTES, de HUYGENS et de FERMAT.

b) Relation entre les constantes élastiques et les vitesses de propagations des ondes :

On peut démontrer mathématiquement à partir de la théorie de l'élasticité que la vitesse V_p des ondes longitudinales et la vitesse V_s des ondes transversales sont reliées aux constantes élastiques par des relations du type :

* Coefficient de poisson

$$m = (V_p^2 - 2V_s^2) / (2(V_p^2 - V_s^2))$$

* Module de cisaillement dynamique

$$G_{dyn} = \gamma \cdot V_s^2$$

* Module de Young dynamique

$$E_{dyn} = 2\gamma V_s^2 (1+m)$$

ou γ : densité du matériau

* Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson définissant le quotient de la déformation normale à la direction de l'effort sur la déformation parallèle

* Module de cisaillement ou glissement dynamique G_{dyn} :

Le module de cisaillement ou glissement s'exprime par le rapport de la contrainte de cisaillement sur la déformation en distorsion, lorsque l'intensité de la déformation est petite $\tan Q = Q$ et la contrainte de cisaillement est proportionnel à la déformation

*Module d'élasticité dynamique ou module de Young dynamique :

Ce module exprime un état de contrainte tel qu'en tout les points d'un solide, seule l'une des contraintes normales soit différents de zéro, le coefficient de proportionnalité entre la contrainte, et la déformation est appelé module de Young ou module d'élasticité adiabatique.

Dans notre cas, l'essai qui concerne les gneiss de l'Agha est le seul qui a été réalisé près du puit 2 de la galerie de reconnaissance.

Les résultats sont répartis dans le tableau suivant :

Formations Gneiss	VI moy m/s	Vt Moy m/s	Ed Mpa	Gd Mpa	m moy
de 6 à 9 m	1300	630	2660	980	0,35
de 9 à 13 m	1660	700	3440	1240	0,39
de 13 à 31 m	2250	1020	7180	2620	0,37

CONCLUSION :

- a) Accroissement des vitesses longitudinales VI avec la profondeur.
- b) Les vitesses des ondes de cisaillement Vt sont de deux fois moins élevés que les vitesses de compression VI.
- c) Le coefficient de poisson varie de 0,35 à 0,39
- d) On remarque que la faiblesse du module dynamique Ed, indique que les gneiss recoupés par les sondages en profondeurs sont assez fissurés.
- e) Le module dynamique de cisaillement G varie dans un rapport de 2 à 3 par rapport au module dynamique d'Young Ed, il est très conditionné par l'indice des vides.

1.2 - Sondages :

Ces sondages ont permis d'effectuer des mesures in situ et, éventuellement, des prélèvements d'échantillons (cas des sondages carottés) pour des essais de laboratoire.

Les principaux essais et mesures in situ qui ont été effectués sont :

* l'établissement du Rock Quality designation (R.Q.D).

Le R.Q.D fut proposé par D.DEERE en 1964, il est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté.

$$R.Q.D = \frac{100 \times \text{longueur totale des morceaux} > 10 \text{ cm}}{\text{Longueur de la passe de carottage}}$$

Nota :

Par longueur des morceaux d'une dimension supérieure à 10 cm, il faut entendre morceaux de roche SAINES.

On utilise la valeur de R.Q.D pour classer le rocher suivant sa qualité.

*Classification du rocher en fonction du R.Q.D.
(d'après D. DEERE)*

R.Q.D.	Désignation
0 - 25	Très médiocre
25 - 50	Médiocre
50 - 75	Moyen
75 - 90	Bon
90 - 100	Excellent

Dans notre cas on a obtenu des valeurs de R.Q.D qui varient de 0 à 75 % (VOIR PLANCHE N° 3) les valeurs de R.Q.D obtenues témoignent de la forte fissuration et fracturation du rocher.

2 - Essais de laboratoire :

C'est l'étude des prélèvements d'échantillons des sondage carottés.

Les différents résultats des essais en laboratoire des gneiss sont récapitulés dans le tableau suivant.

ECH	W %	Mdg/m ³ γ_d	Rc Mpa	Rl Mpa	Abrasivité point cerchar
151/1	0,5	2,61	-	6,4	2,4 - 3,1
151/2	0,8	2,61	-	0,9	-
151/3	0,2	2,62	-	9,9	-
151/4	-	-	4,1	-	0,7 - 1,3
151/5	0,4	2,62	44,0	-	2,3 - 2,7
151/6	0,6	2,62	-	5,6	2,7 - 3,3
157/1	0,6	2,62	130,4	-	3,4 - 3,9

CHAPITRE 4

METHODE DE REALISATION DU TUNNEL

4.1 - OUVERTURES ET ACCES :

4.1.1 - PUIITS :

Les puits rencontrés dans la construction du tunnel (Métro d'Alger) sont verticaux et de section rectangulaire.

Il sont destinés pour l'alimentation en matériels du chantier.

Ils sont utilisés aussi comme puits d'aerage et enfin pour l'évacuation des déblais (VOIR PLANCHE 1).

4.1.2 - RAMEAUX :

La conception des rameaux (ou galeries de liaison comme on les appelle souvent) ne diffère en rien de celle des autres galeries ou tunnels.

Comme ils sont d'habitude assez courts, ils sont construits par des moyens d'excavation classiques avec éventuellement un soutènement métallique et/ou un clouage de la calotte.

Le point de départ des rameaux des puits, ainsi que leur raccordement à l'aire souterraine (galerie de reconnaissance) sont des endroits particulièrement délicats, c'est pour cette raison qu'on renforce le soutènement à ces points.

4.1.3 - GALERIE DE RECONNAISSANCE ET GALERIE PILOTE:

La galerie de reconnaissance a pour but de déterminer la structure géologique d'une zone difficile, voire de tout le massif qui va être traversée par le tunnel, elle a pour but aussi d'identifier, de caractériser les terrains qui seront rencontrés, de fournir des informations sur les venues d'eau, de préciser les méthodes d'exécution, creusement et soutènement en vue d'une estimation plus précise des coûts.

La galerie pilote est, par contre, exécutée au cours des travaux dans l'axe du projet, pour vérifier et compléter les reconnaissances préalables, notamment à l'approche d'un accident géologique ou d'une zone où l'on craint de rencontrer des difficultés.

La galerie de reconnaissance doit être bien située, pour qu'elle n'apporte pas ultérieurement une gêne aux travaux en raison des phénomènes de décompression du terrain qu'elle peut produire.

Dans notre cas la galerie de reconnaissance est elle même galerie pilote, elle est plantée au niveau du radier provisoire juste au dessous de la voûte du tunnel.

D'une manière générale, une galerie de reconnaissance permet de réduire les aléas du projet et de trouver la solution la mieux adaptée dans les cas difficiles.

Elle rend en outre possible l'exécution des travaux d'abattage, de la mise en place du soutènement, en n'importe quel point intermédiaire du tunnel, ou simultanément en plusieurs endroits, si cela s'avère nécessaire.

4.2 - METHODE DE CREUSEMENT :

4.2.1 - INTRODUCTION :

Il existe deux façons d'abattre le terrain selon que l'on a ou que l'on n'a pas recours à l'utilisation d'explosif. Mais cette distinction en abattage mécanique et à l'explosif recouvre, en fait, des méthodes de creusement très variées et les motivations du choix peuvent être également très différentes et contradictoires.

Ainsi, lorsque l'on a affaire à un terrain meuble ou peu cohérent, l'abattage mécanique est généralement imposé par l'instabilité même du terrain et sa faible résistance à la désagrégation. Il en va tout autrement des terrains rocheux où le choix se fera en fonction, non seulement de la nature de la roche, mais aussi des conditions de l'environnement (limitation des ébranlements) et surtout de considérations d'ordre économique.

D'une façon générale, les méthodes mécaniques, en contre partie d'une réduction de la dépense de main d'oeuvre et d'un meilleur découpage de la section, nécessitent des investissements plus importants et présentent une plus grande rigidité d'emploi, c'est-à-dire une grande difficulté d'adaptation à des conditions notamment de terrain, différentes de celles pour lesquelles elles ont été conçues.

Par méthode de creusement on entend, soit qu'on creuse à pleine section, à demi section ou en section divisée.

Par méthode de creusement à pleine section, il convient de comprendre les techniques d'avancement donnant lieu au dégagement complet de la section de l'ouvrage en une seule fois. Par contre dans la méthode de creusement en demi-section, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps. On peut alors mettre en place un soutènement beaucoup plus important dans la partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté...)

Lorsque les méthodes de creusement à pleine ou demi-section, ne peuvent être utilisées, on emploie la méthode de creusement en section divisée, qui consiste en l'ouverture préalable de deux galeries de petite section qui sont généralement percées sur toute la longueur de la zone intéressée par cette méthode.

Dans le cas de la réalisation du métro d'Alger (lot 1 + 2) la méthode utilisée est celle dite NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE (N.M.A).

4.2.2 - PRINCIPE DE LA METHODE :

La 'nouvelle méthode Autrichienne (N.M.A) est une méthode nouvelle de creusement, elle est caractérisée par :

* la mise en place, aussi rapidement que possible d'un soutènement déformable constitué de boulons armant le terrain et d'une couche de béton projeté ;

* des mesures suivies des efforts et des déformations engendrées dans la voûte et dans le terrain avoisinant dont l'interprétation permet d'adapter les dimensions, les quantités et les phases de mise en place des éléments constituant le soutènement (béton projeté en voûte, au front, en radier, boulons, cintres).

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

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

Le soutènement comprend :

* des ancrage scellés (mortier) contribuant à créer dans le terrain un voisinage armé ;

* une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm) (généralement armée de treillis soudé) solidaire du terrain. Son rôle est de protéger le terrain contre l'alteration, de créer une continuité entre les éléments du terrain, d'apporter une certaine pression radiale de confinement et de répartir les efforts rapportés aux têtes des ancrages ;

* éventuellement, des cintres qui renforcent la coque de béton projeté.

La N.M.A est, en fait, une méthode qui peut s'adapter à la plupart des terrains, elle est limitée :

** par le temps de cohésion des terrains, c'est-à-dire quant la plus grande section autostable pendant la mise en place du soutènement n'a pas des dimensions suffisantes pour des raisons pratiques (mise en place des boulons) ou économiques;

** par l'hétérogénéité du terrain et sa fracturation, c'est-à-dire quand il n'est pas possible d'obtenir à l'abattage une excavation régulière ou qu'il se produit des concentrations anormales de déformations ;

** par l'inaptitude du terrain au boulonnage ;

** par l'importance des venues d'eau et/ou de la charge piezométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté.

On doit veiller à utiliser une méthode d'abattage perturbant aussi peu que possible le terrain encaissant qui devra participer de manière importante au soutènement de l'excavation.

Dans les limites fixées ci-dessus cette méthode s'applique à de nombreuses catégories de terrain un des avantages majeurs de la méthode est que le passage d'une catégorie à une autre ne nécessite pas de moyens supplémentaires, il suffit d'adapter la densité du soutènements. Le pas d'avancement ou de modifier les phases d'excavation.

Dans tous les cas, les moyens matériels nécessaires n'impliquent pas d'investissement important.

Enfin, par le fait même que le terrain est appelé à se soutenir partiellement lui-même, le gain sur les quantité de soutènement à mettre en oeuvre doit permettre une économie par rapport aux méthodes traditionnelles. Cette économie est difficilement chiffrable actuellement, étant donné le petit nombre de chantiers où la N.M.A a été appliquée.

Dans le cas du Métro d'Alger cette méthode consiste au creusement en demi-section supérieure et inférieure. (VOIR PLANCHE N°4)

4.2.3 - EXCAVATION DE LA DEMI SECTION SUPERIEURE :

L'excavation de la demi-section supérieure dans les roches du primaire (gneiss et schistes) est réalisée grâce à l'emploi des explosifs car l'abatage manuel et le terrassement mécanique n'est pas possible et économique.

L'abatage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

* on fore dans la roche, sur toute la section du front d'abatage des trous de mine atteignant le fond de la tranche à dégager à l'aide de marteaux perforateurs ou de machines perforatrices (JUMBO) ;

* on les bourre d'explosifs, on évacue personnel et matériel, puis on procède au "tir" (ou "mise à feu") ;

* on procède à la ventilation, pour évacuer gaz nocifs et poussières. Une ventilation approprié suivant la section et la longueur de la galerie cette ventilation peut demander de 10 à 30 minutes, ensuite on pratique le "purgeage" des parois c'est-à-dire le dégagement des éléments mal détachés et d2stabilisés par l'explosion. Cette opération délicate est très importante pour la sécurité et doit être réalisée par des mineurs expérimentés.

* En dernière étape vient le marinage (ramassage) et l'évacuation des déblais.

Avant d'attaquer le cycle suivant, on procède à la mise en place du soutènement (VOIR CYCLOGRAMME 1).

4.2.3.1 - PLAN DE TIR :

Le plan de tir est l'ensemble des dispositions prises pour obtenir une volée déterminée. (La "volée" est le volume de roche en place qui est dégagé par chaque explosion. Elle est donc déterminée en principe par la section de la galerie et par l'épaisseur de la tranche dégagée, épaisseur qui est dite avancement). Il se définit par le nombre, la position, l'inclinaison, le diamètre, la longueur, la charge et l'ordre de mise à feu des trous de mine.

Un plan de tir bien étudié et une bonne adaptation de la longueur de la volée peuvent permettre de faire des économies sur la consommation d'explosif.

1 - CHOIX DU TYPE D'EXPLOSIFS ET MOYEN DE MISE A FEU

1.1 - CARACTERISTIQUES GENERALES DES EXPLOSIFS :

Sous la domination générale de substance explosive, on entend tout mélange ou composé chimique capable sous l'influence de la chaleur ou d'une action mécanique particulière de se transformer très rapidement en produisant une grande quantité de gaz portés à haute température.

L'expansion considérable du volume de ces gaz produit des effets mécaniques dont la nature varie avec la vitesse de transformation de la matière.

On a deux sortes d'explosif, les explosifs déflagrant et détonant.

* Déflagration ; lorsque la vitesse de transformation de la matière est relativement lente (de 10 à 400 m/s) ;

* Détonation : lorsque la vitesse de transformation de la matière est très grande, il y a alors production d'une onde explosive.

La différence entre les effets mécanique d'une déflagration et une dénotation, c'est que la première exerce une poussée, par contre la deuxième donne un coup plus une poussée.

Quand on veut choisir un explosif pour un travail donné, on doit en connaître les caractéristiques pratiques, qui sont :

* son coefficient d'utilisation (C.U.P) :

Il caractérise la puissance des divers explosifs.

* Sa vitesse de détonation :

c'est la vitesse de propagation de l'onde explosive dans l'explosif lui même.

* Son coefficient de self excitation (C.S.E) :

Il caractérise la distance qui sépare deux extrémités de cartouches placées dans le même axe, de telle façon que la détonation de la cartouche amorcée entraîne celle de l'autre.

* Sa densité :

C'est une caractéristique qui a une influence directe sur sa capacité de travail, elle varie de 0,8 à 1,7.

* Sa stabilité à la chaleur, au gel et à l'humidité

A une grande importance, en particulier quand l'explosif doit être employé sous des climats excessifs.

* Fumées et gaz des explosions :

Le gaz produit le plus dangereux est l'oxyde de carbone (incolore, inodore, sans saveur et non irritant).

Dans l'emploi des explosifs en milieu souterrain, l'atmosphère des galeries est dangereuse à respirer pendant longtemps, si la ventilation n'est pas suffisante.

Dans le cas du métro d'Alger le choix a été fait sur la gelanit II (GII) dont les caractéristiques sont données dans le tableau.

1.2 MOYEN DE MISE A FEU :

Le détonateur utilisé est du type DMR.HI 20 (détonateur à haute intensité avec un micro retard de 20 m.s).

Pour faire exploser une charge amorcée par détonateur électrique, on utilise des explosifs électriques à action instantanée, pouvant agir à distance.

1.3 - CIRCUIT DE TIR :

Le circuit de tir utilisé dans le cas du Métro d'Alger est la connection en serie qui a le grand avantage de garantir que tous les détonateurs sont connectés sans avoir de ratés après le tir.

PARAMETRES DU PLAN DE TIR :

1 - Longueur d'avancement Lav :

$$L_{av} = L_{tr} \cdot n \quad [m]$$

avec L_{tr} Longueur du trou de mine.

Selon l'étude faite par les géologues et les ingénieurs des mines concernant la réalisation du métro d'Alger, L_{tr} varie de 0,8 à 1,7 m.

Dans notre cas on prend $L_{tr} = 1,7$ m

n : coefficient d'utilisation des trous qui est en fonction, de la dureté de la roche

$$n = 0,95 \quad (\text{VOIR TABLEAU })$$

$$\underline{AN.} \quad Lav = 1,7 \cdot 0,95.$$

$$\boxed{Lav = 1,6 \text{ m}}$$

2 - Charge spécifique d'explosif q :

$$q = q_1 \cdot f_1 \cdot v \cdot e \quad [\text{Kg/m}^3]$$

avec q_1 : charge d'explosif pour les conditions standardisées.

$$q_1 = 0,3 \quad [\text{Kg/m}^3] \quad (\text{VOIR TABLEAU 4.1})$$

f_1 : coefficient tenant compte de la structure des roches

$$f_1 = 1,3 \quad (\text{VOIR TABLEAU 4.2})$$

e : coefficient de capacité de travail

$$e = 380/P = 380/300$$

$$e = 1,27$$

v : coefficient tenant compte du nombre de surface autour de la charge.

$$v = 6,5/\sqrt{St}$$

$$\text{avec } St = Scr / (1,03 \text{ à } 1,05) = 31/(1,03 / 1,05) = 30,09 \text{ m}^2$$

avec Scr : section de creusement $Scr = 31 \text{ m}^2$ (VOIR ANNEXE)

Tableau 4,1

Coef. de dureté des roches	Charge spécifique de l'explosif pour les conditions standardisées en kg/m ³
f	ql
15 - 20	1.2 - 1.5
10 - 15	1.0 - 1.1
8 - 9	0.8 - 0.9
4 - 7	0.4 - 0.7
2 - 3	0.2 - 0.3
2	0.15

Tableau 4,2

Caractéristique des roches	Coefficient f1
Roches élastique, poreuses	2,0
Roches fissurées, roches Schistiques disloquées	1,4
Roches schistiques et plans de stratification de roches sont perpendiculaires à l'axe des trous.	1.3
Rochées cassantes sans fissureité	1.1
Roches dures homogènes	0,8

Tableau 4,3

Diamètre de la cartouche [mm]	Coefficient de dureté
	$f = 2 \div 10$ $f = 10 \div 20$
28 - 40	0,7 - 0,6 / 0,75 - 0,7
45	0,45 - 0,35 / 0,5 - 0,45

$$\text{d'où } v = 6,5 / \sqrt{30,09} = 1,18$$

$$\text{A.N} : q = 0,3 \cdot 1,3 \cdot 1,18 \cdot 1,27 = 0,58 \text{ [Kg/m}^3\text{]}$$

$$q = 0,58 \text{ [Kg/m}^3\text{]}$$

3 - Volume en place des roches abattues V :

$$V = \text{Scr} \cdot \text{Lav}$$

$$\text{AN} - V = 31 \cdot 1,6$$

$$V = 49,6 \text{ [m}^3\text{]}$$

4 - Consommation d'explosif totale pour une volée Q_{ex} :

$$Q_{\text{ex}} = V \cdot q$$

$$\text{A.N} \quad Q_{\text{ex}} = 49,6 \cdot 0,58$$

$$Q_{\text{ex}} = 28,76 \text{ [Kg]}$$

5 - Calcul du nombre de trou N_{tr} :

$$N_{\text{tr}} = 1,27 \cdot q \cdot \text{Scr} \cdot n / d^2 \cdot D \cdot K_r$$

Avec d: Diamètre des cartouche d'explosif [m]

$$d = 3 \text{ [cm]} = 3 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

D : masse volumique de l'explosif [Kg/m³]

$$D = 1,45 \cdot 10^3 \text{ [Kg/m}^3\text{]}$$

Kv : coefficient de remplissage du trou par l'explosif (VOIR TABLEAU 43)

$$K_r = 0,6$$

$$\underline{A.N} \quad N_{tr} = 1,27 \cdot 0,58 \cdot 31 \cdot 0,95/30^2 \cdot 10 \cdot 1,45 \cdot 10 \cdot 0,6$$

$$N_{tr} = 28 \text{ trous}$$

6 - Nombre de chaque type de trous :

Sachant que la galerie de reconnaissance remplace les trous de bouchon, on tiendra compte donc que des trous d'abattage et de contour.

* Trous d'abattage N_{tab} :

$$N_{tab} = N_{tr} / 2,6$$

$$\underline{AN} \quad N_{tab} = 28 / 2,6$$

$$N_{tab} = 11 \text{ trous}$$

* Trous de contour N_{tc} :

$$N_{tc} = N_{tr} \cdot 1,6 / 2,6$$

$$\underline{AN} : N_{tc} = 28 \cdot 1,6 / 2,6$$

$$N_{tc} = 17 \text{ trous}$$

7 - Consommation moyenne pour un trou q_m :

$$q_m = Q_{ex} / N_{tr}$$

AN $q_m = 28,76 / 28$

$$q_m = 1,02 \text{ Kg}$$

8 - Nombre de cartouche dans chaque trou N_{cc}

$$N_{cc} = q_m / q_c$$

avec q_c : la charge d'une cartouche [Kg]

$$q_c = 0,25 \text{ Kg}$$

AN $N_{cc} = 1,02 / 0,25$

$$N_{cc} = 4 \text{ cartouches}$$

9 - Consommation totale d'explosif corrigée Q :

$$Q = q_c (N_{tab} + N_{tc}) N_{cc}$$

AN - $Q = 0,25 (11 + 17) \cdot 4$

$$Q = 28 \text{ Kg}$$

PLAN DE TIR :

1. Air de la section.....31 m²
2. Longueur total forée par cycle.....47,6 m
3. Avancement par volée.....1,6 m
4. Nombre de trou.....28 m
5. Diamètre du trou.....32 mm
6. Duretés des roches..... 3
7. Type de l'explosif utilisé.....G II
8. Consommation d'explosif par tir.....28 Kg
9. Consommation d'explosif par m³.....0,58 Kg
10. Amorce.....électrique DMR HI 20

4.2.3.2 - PLAN DE TIR UTILISE AU METRO D'ALGER :

Afin de réduire les vitesse particulaires enregistrées en surface, il est nécessaire d'augmenter le nombre de trous ainsi que la série des détonateurs.

1 - Condition :

Tir en site urbain :

L'entreprise est tenue de respecter le seuil limite du niveau des vibrations, en limitant la vitesse particulaire de l'onde de détonation à moins de 20 mm/s.

Pour ces raisons des essais ont été effectués pour déterminer la charge unitaire (c'est la charge d'explosif détonnée en un temp t).

Dans le cas du Métro d'Alger la charge unitaire Q_u doit être inférieur à 750 g ($Q_u < 750$ g)

2 - Données :

- 1 - charge unitaire Q_u750 g
- 2 - détonateurs.....HI - 20ms (0 à 19)
- 3 - type de roche.....Gneiss AM 3
- 4 - charge spécifique q_s(0,3 à 0,4) Kg m³
- 5 - type d'explosif.....Gélanite II
- 6 - Diamètre du trou.....32 mm
- 7 - Diamètre de la cartouche.....30 mm
- 8 - Epaisseur de l'enlevure b1,6 m
- 9 - longueur du trou l1,7 m
- 10 - Maille des trous d'abattage.....0,7
- 11 - Maille des trous de contour.....0,6
- 12 - Charge d'un trou q_t250g.

1 - Volume total à abattre V_{ab} .

$$V_{ab} = S_{cr} \cdot b$$

$$AN : V_{ab} = 31 \cdot 1,6$$

$$V_{ab} = 49,6 \text{ m}^3$$

2 - Charge totale d'explosif Q_t .

$$Q_t = V_{ab} \cdot q_s$$

$$AN : Q_t = 49,6 \cdot 0,3$$

$$Q_t = 14,88 \text{ Kg}$$

CYCLOGRAMME 1

O P E R A T I O N S	DEBUT	FIN	DUREE
Accès au lieu de travail Répartition des tâches	6 h	7 h	1 h
Foration des trous de mine	7 h	8h30mn	1h35mn
Purgeage des trous de mine	8h35mn	8h48mn	13mn
Chargement des trous de mines + tir	8h48mn	9h47mn	59mn
Ventilation	9h48mn	10h03mn	15mn
Inspection du front et purgeage	10h03mn	10h20mn	17mn
Marinage	10h20mn	11h	40mn
Pose du chapeau du cintre	11h	11h15mn	15mn
Creusement manuel pour la pose des pièds du cintre	11h15mn	12h10mn	55mn
Pose des pieds du cintre et treillis soudé	12h10mn	14h	1h50mn
Réglage du cintre	15h	15h36mn	36mn
Projection du béton (+ préparation de la pompe à béton)	15h36mn	19h23mn	3h47mn

BETONNAGE RADIER

CYCLOGRAMME 2

DESIGNATIONS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
	S	D	L	M	Me	J	V	S	D	L	M	Me	J	V
RADIER														
Ferraillage banquettes côté gauche et droit	□										□			
Déplacement rampe + réglage coffrage partie centrale + drainage	□										□			
Ferraillage partie centrale		□										□		
Montage masque + fin ferraillage partie centrale			□										□	
Montage plate-forme + installation conduite + divers			□										□	
Bétonnage du radier			□										□	
Décoffrage + graissage du coffrage				□										
Installation rampe				□										
Transport ferraillage					□									

BETONNAGE VOÛTES

CYCLOGRAMME 3

DESIGNATIONS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
	S	D	L	M	Me	J	V	S	D	L	M	Me	J	V	
VOUTES															
Nettoyage - cintres soudure barres filantes															
Transport ferrail- lages															
Montage ferrailage 90% (sans deux systèmes de cage avec joint Water stop).															
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	
Décoffrage masque et mise en place ferrailage 10%															
Décoffrage voûte de et graissage															
Déplacement et réglage															
Montage masque - support et crayon.															
Bétonnage voûte															
Temps de durcissement															
Récupération - personnel															

3 - Nombre de trous Nt

$$Ntr = Scr/s$$

avec s : section de la maille du trou.

$$s = 0,7 \text{ m}$$

$$\underline{AN} : Ntr = 31/0,49$$

$$Ntr = 63 \text{ trous}$$

4 - Charges corrigée Qc :

$$Qc = qt . N$$

$$\underline{AN} : Qc = 0,25 . 63$$

$$Qc = 15,75 \text{ Kg}$$

PLAN DE TIR : (VOIR PLANCHE N°4) :

- 1 - Air de la section.....31 m²
- 2 - Longueur totale forée par cycle.....107,1 m
- 3 - Avancement par volée.....1,6 m
- 4 - Nombre de trous.....63 trous
- 5 - Diamètre des trous.....32 mm
- 6 - Dureté des roches..... 3
- 7 - Type de l'explosif utilisées.....Gélanite II
- 8 - Amorce.....électrique DMR-HI 30ms
- 9 - Consommation d'explosif par tir.....15,75 Kg
- 10 - Consommation d'explosif par m³.....0,3 Kg
- 11 - Intervale entre les trous de mine.....0,7 m

4.2.4 - EXCAVATION DE LA DEMI SECTION INFERIEUR

L'excavation de la demi-section inférieure (Stross) peut se faire selon la nature des terrains comme suit :

* A l'explosif, quand le terrain est constitué de roches dures l'excavation se fait par une maille de trous verticaux ou légèrement incliné.

L'excavation se fait progressivement afin de garder la pente nécessaire au déplacement des engins utilisées et de garder la stabilité des parements.

* Mécaniquement, en utilisant la machine de foration.

Le choix des machines et des équipements de foration se fait en fonction :

- 1 - du profil d'excavation
- 2 - des caractéristiques des terrains.

- . Résistance de la roche
- . Etat de fracturation du massif.

Le critère de résistance caractérisant l'attaque d'un outil ou d'un groupe d'outils sur un échantillon de roche est défini pour chaque type de roche. Ce critère résulte d'une combinaison des caractéristiques suivantes :

- . résistance à la compression
- . résistance à la traction
- . dureté
- . abrasivité.
- . pourcentage en quartz.
- . proportion de fines discontinuité.

La critère de fracturation caractérise l'état des discontinuités du massif à l'échelle du front de taille ; géométrie, épaisseurs et nature des joints et stratification.

Pour une première approche, on utilise la valeur de la résistance à la compression comme critère de référence bien que d'autres paramètres (notamment dureté et abrasivité) soient également importants.

3 - du mode de creusement

4 - du rendement.

Dans notre cas (Métro d'Alger) les parois du tunnel sont excavés par creusement manuel (marteaux piqueurs), car l'utilisation des explosifs sur les parois destabilise les cintres. Par contre la partie médiane du stross est excavée par l'utilisation des explosifs lorsque on a affaire à une roche très dures, mais le reste du temps elle est excavée par une machine a attaque ponctuelle, (une pelle munie d'un brise roche) par étapes successives (VOIR PLANCHE N°4).

4.3 - SOUTÈNEMENT PROVISOIRE ET STABILITE DU PAREMENT :

4.3.1 - Introduction :

Le creusement des excavations souterraines perturbe l'équilibre des terrains et les vides creuses, qui ont tendance à se combler par suite du poids des terrains sus-jacents, doivent être maintenus afin que l'on puisse accéder au chantiers d'exploitation. C'est la raison pour laquelle les mineurs procèdent au soutènement du toit et des parements.

Le soutènement ne peut que s'opposer aux mouvements trop rapides de strates. Il est en effet incapable de résister à la pression globale des terrains qui est de l'ordre de 20-25 Kg/cm²/100m de profondeur.

Le premier mode de soutènement utilisé à été le soutènement en bois qui avait l'avantage d'avertir le mineur avant de casser. Le soutènement en bois a été progressivement remplacé par le soutènement métallique ;

cintrés coulissants ou articulés dans les galeries, étauçons dans les tailles permettant le foudroyage du toit. Les étauçons étaient au début à friction puis ils sont devenu hydraulique.

La mécanisation des tailles à conduit à grouper les étauçons hydraulique en éléments de soutènement marchant.

Le boulonnage a pour but d'empêcher l'amorçage du foisonnement et ses conséquences.

Les roches détendues ont souvent tendance à se détacher provoquant des éboulements localisés.

En solidarissant par boulonnage la roche mise à nu à la roche profonde, moins affectée, ce risque est notablement réduit.

Le rôle du boulonnage n'est pas limité à cela ; il permet également de crée des contraintes dans les bancs, afin de constituer une poutre rigide capable de mieux résister aux sollicitations qu'ils subissent.

Du point de vue de leur mode d'action les soutènements peuvent être classés en deux catégories principales.

* les soutènements agissant par supportage : comme les cintres métalliques.

* les soutènements agissant par confinement : comme le béton projeté.

4.3.2 - Cintre métalliques :

Les cintres constituent une ossature en forme d'arc ou de portic disposée selon la section transversale du tunnel, ils peuvent être constitués en profilés métalliques, en treillis métalliques. etc...

Pour que les cintres soient en mesure de jouer leur rôle de soutènement, il est nécessaire de veiller à la qualité du blocage du ceintre avec le terrain.

Parmi les cintres métalliques, on distingue généralement les cintres légers et les cintres lourds.

* Les cintres métalliques légers présentent une capacité de portance relativement limitée.

Leur inertie est insuffisante pour qu'il jouent un rôle majeur dans le soutènement de l'excavation.

* Par contre les cintres métalliques lourds qui sont conçus comme un soutènement par supportage, leur forte inertie leur permet, s'ils sont correctement appuyés et bloqués au terrain, de stabiliser les parois de l'excavation, chaque ceintre se compose de plusieurs éléments suivant les dimensions de la galerie.

Les profilés les plus utilisés sont les H.E.B dans le cas du métro d'Alger le choix a été fait sur les ceintre HEB 180 VOIR TABLEAU suivant.

Profilé	∅ Tunnel
HEB 120	2,5 à 5 m
HEB 140	4 à 8 m
HEB 180	7 à 10 m
HEB 220	9 à 12 m

Dans le cas du métro d'Alger , le soutènement se fait comme suit :

* Dans les zones stables (gneiss et schistes plus ou moins homogène). Le mode de soutènement provisoire consiste en la pose de cintres métalliques et de treillis soudés, le tout recouvert de béton projeté. Les cintres espacés de 1,50 m sont scellés entre eux avec des barres de fer soudées (dites entretorses) aux deux bouts et ancrées dans des trous prévus à cet effet sur les cintres métalliques.

* Dans les zones dites broyées et peu stables, on procède d'abord à la projection d'une première couche de béton, puis à la pose du treillis soudé et des cintres métalliques, et enfin à la projection d'une seconde couche de béton.

* Dans les terrains décomprimés ou éboulés autour de la galerie de reconnaissance, le chapeau de cadre existant sera maintenu et intégré au dispositif de soutènement de la demi section supérieure. (VOIR PLANCHE).

4.3.3 - Boulonnage :

Le boulonnage est effectué en traversant les discontinuité du massif rocheux pour armer le terrain, améliorer ses caractéristiques mécaniques globales et le rendre en quelque sorte apte à se soutenir lui-même.

Dans le cas du métro d'Alger on a adopté ce mode de soutènement pour les parements pour les renforcer.

Le type de boulon utilisé est le boulon à ancrage réparti.

Avant la mise en place du boulon dans le trou, le trou est injecté avec du mortier ou du ciment introduit depuis le fond par un tube, le dimensionnement des boulons à ancrage répartis est généralement empirique et basé sur l'expérience (VOIR TABLEAU 4.5)

Dans le cas du métro d'Alger le soutènement par boulons d'ancrage s'exécute comme suit :

- Gunitage armé de treillis soudé sur les parements.
- Foration des trous à une profondeur de 2,4m
- Purgeage des trous
- Injection de coulis de ciment sous pression.
- Mise en place des tiges nervurées (boulons).
- Serrage des boulons après 24 heures.

Pour avoir une bonne stabilité des parements il est nécessaire, à ce que l'approfondissement de l'excavation au dessous du niveau d'axe du tunnel s'effectue d'une façon graduelle, par couche d'une épaisseur de 1,0 à 1,5 m avec le boulonnage parallèles des parois. (VOIR PLANCHE N° 4).

4.3.4. - Béton projeté :

Le béton projeté cimente les blocs et assure un contact continu avec le terrain en épousant parfaitement sa forme. Il colmate les ouvertures du terrain mis à nu et s'oppose aux déplacements au droit des fissures ou des surfaces de glissement susceptibles de se développer.

A cela s'ajoute que le béton projete est d'une mise en oeuvre très rapide quelque soit la section abbatue et constitue une protection du massif contre toute forme d'altération.

Il peut être, si nécessaire, renforcé par des nappes de treillis soudé.

L'existence d'une voûte rocheuse (gneiss, schistes, micaschistes) au dessus de l'excavation permet d'éviter l'application d'un blindage et donne le temps nécessaire pour effectuer la projection du béton. Pour cette raison on a analysé le soutènement qui se compose de cintre métalliques qui collaborent avec la coque en béton projeté.

4.4 - REVETEMENT DEFINITIF :

4.4.1 - Rôle du revêtement :

Le revêtement est conçu pour répondre aux exigences suivantes:

- Assurer la stabilité de l'excavation et notamment le maintien indéfini de sa forme et de ses dimensions.
- Assurer une étanchéité aux eaux.

4.4.2 - Facteurs intervenant dans l'établissement des contraintes dans le revêtement.

Les principaux facteurs sont :

- une interaction entre le terrain et le revêtement ;
- le poids propre du revêtement ;
- la pression hydrostatique ;
- les surcharges éventuelles apportées par les ouvrages voisins ;
- la pression de gonflement due à l'altération de certaines roches
- les déformations (dus au retrait du béton, ou fluage et aux variations de température) si elle sont bloquées, donnent des contraintes dans le revêtement.

4.4.3 - Forme du revêtement :

Dans les terrains de qualité bonne ou moyenne où aucune sollicitation importante n'est à craindre, le revêtement voûte convient le mieux.

Alors que les sections partiellement ou totalement circulaire sont recommandables dans les terrains susceptibles d'exercer de fortes poussées.

4.4.4 - Matériaux utilisés pour le revêtement :

Selon la qualité des terrains, la méthode d'exécution, les matériaux les plus couramment utilisés pour la construction des revêtement sont :

- le béton projeté ;
- le béton coffré non armé ;
- le béton armé (Métro d'Alger)
- les voussoirs préfabriqués en béton armé ou en fonte.

Dans le cas du métro d'Alger, et en raison des dispositions parasismique, le béton de revêtement définitif est exécuté par tronçon successifs de 12,5 m de longueur, le béton définitif est coulé en deux phases.

* Les pieds-droits (banquettes) et le radier coulé à l'aide d'un coffrage métallique suspendu aux cintres du soutènement provisoire. (VOIR CYCLOGRAMME N°3)

* La section voutée, coulée en une seule fois, à l'aide d'un coffrage cintre roulant sur rails. (VOIR CYCLOGRAMME N°4)

4.5 Etanchéité :

- Des joints à jeu transversal (joints parasismiques) seront disposés tous les 25 m dans les zones de roches dures et tout les 12,5 m dans les zones de roches tendres.

- Dans les zones de faille, la bande d'arrêt d'esu (Water stop) devant constituer un joint de cisaillement doit avoir les caractéristiques suivantes :

* Elasticité permanente de 10 à 50°C garantissant les propriétés initiales d'élongation qui permettent à l'ouvrage de conserver un caractère étanche dans le cas d'un mouvement transversal ;

* Résistance aux eaux agressives ;

* Possibilité de soudure simple sur chantier ;

* Résistance à une pression d'eau de plus de 25 m.

- Deux types de joints sont utilisés :

* Des joints verticaux aux droits des discontinuités de terrain (failles) ;

* Des joints entre parties d'ouvrages qui auront des comportements sans seisme différents de par leur différence de forme (joint entre tunnel et station, joint entre station et accès, etc...)

- L'ensemble de ces dispositions devra permettre d'assurer le bon comportement des ouvrages du Métro d'Alger en cas de séisme.

CHAPITRE 5

HYGIENE ET SECURITE

5.1 - Introduction :

Pour assurer la bonne marche des travaux et rendre sûres les lieux de travail ainsi que la création d'un climat dans une ambiance favorable, nous devons nous référer aux examens des connaissances générales dans le domaine de la sécurité de travail.

En premier lieu, il faut considérer les questions relatives à la sécurité général du tunnel :

- 1 - Lutte contre les poussières ;
- 2 - Lutte contre les gaz ;
- 3 - En fin , assurer un bon éclairage.

Pour réduire et prévenir les accidents, il est indispensable d'organiser des séances d'instruction des travailleurs.

5.1.1-Lutte contre les poussières :

L'excavation dans le tunnel est toujours accompagnée d'émission de poussière, elle se forme au cours du forage à sec des trous de mine, après leur tir, au cours du chargement ainsi que pendant le transport.

La respiration de ces poussières peut avoir une répercussion néfaste sur la santé humaine.

- la protection consiste à isoler l'ouvrier menacé, au moyen de masque anti-poussière.

Le pousoir de retention des poussières fines (inférieures à 3 à 5 u) doit être de 95 % au moins.

Actuellement les moyens de lutte contre la poussière dans les tunnels sont :

- Foration des trous de mine avec injection d'eau ;
- Arosage des tas au niveau de chargement et les voies de circulation des machines etc...
- une aération active des galeries.

5.1.2 - Lutte contre les gaz.

Les gaz d'échappement d'un Diesel contiennent du CO, CO² de 0,01 à 0,5 % des composés d'azote NO, NO² de 0,0002 à 0,5% des aldehydes 0,001 à 0,009% et gaz de sulfure SO² de 0,009 à 0,5 %.

Ces gaz d'échappement constituant une source de pollution qu'il convient de contrôler pour assurer aux personnels une atmosphère ne causant ni risque, ni irritation, ni gêne, au moyen d'un bac de barbotage.

5.1.3 - Eclairage de travail :

Pour la création des conditions de travail favorables et la diminution du nombre d'accidents, il est nécessaire d'assurer le bon éclairage de travail.

Un bon éclairage favorise le rendement, et permet des augmentations de production de 10 à 20%.

Par contre, un mauvais éclairage entraîne une fatigue de l'oeil fatigue qui se répercute sur l'état général du travailleur (maux de tête).

Donc, l'éclairage doit être juste suffisant pour répondre aux conditions de travail et de sécurité.

5.2 - CONCLUSION

Pendant l'exécution des travaux, il faut renouveler par ventilation l'air qui est vicié par la respiration du personnel, les poussières, l'échappement des moteurs Diesel et surtout par les gaz et les poussières des explosions. Sous réserve de limiter la production des poussières de la perforation, on utilise l'eau dans les forages, l'expérience montre que la quantité d'air frais à renouveler peut s'évaluer en tenant compte seulement de la pollution produite par les gaz d'échappement des moteurs et les poussières et gaz des explosions, les besoins de la respiration étant négligables par rapport aux deux autres chefs de consommation.

Des formules ont été établies qui permettent d'évaluer en première approximation les besoins de la ventilation, mais il n'en demeure pas moins indispensable, surtout lorsqu'on utilise des explosifs, de contrôler sur le chantier la teneur de l'air en oxide de carbone.

CHAPITRE 6

ETUDE DES METHODES DE PREDIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAIN

Position du problème et difficultés du calcul d'un ouvrage souterrain.

1 - Généralités :

Parmi les problèmes qui se posent à l'ingénieur de génie minier, celui de la détermination des caractéristiques du soutènement d'un ouvrage souterrain ou de la vérification de sa stabilité est certainement l'un des plus délicats et des plus difficiles à aborder. L'appréciation, le jugement et l'expérience de l'ingénieur sont, ici encore plus qu'ailleurs, nécessaires pour compenser l'absence de règles dans le domaine du dimensionnement de ces ouvrages.

Aucune des méthodes qui existent jusqu'à présent, ne peut prétendre résoudre à elle seule, l'infinie variété des cas qui s'offrent à l'ingénieur. La sanction de l'expérience doit toujours compléter et éventuellement corriger les résultats du calcul. Mais le degré de validité d'une méthode n'est pas constant dans tous les cas.

1.2 - Position du problème :

La construction d'un ouvrage souterrain à l'intérieur d'un massif a pour conséquences la substitution au champ des contraintes naturelles préexistantes dans ce massif d'un nouveau champ de contraintes intéressant le nouveau solide constitué par le massif évidé et son soutènement. Mais le passage d'un équilibre à l'autre ne peut, pour des raisons évidentes, se faire de façon instantanée, de sorte que plusieurs phases intermédiaires d'équilibre interviennent successivement au cours de la construction. Les conditions à respecter sont généralement la stabilité des équilibres successifs qui se produisent pendant et à l'issue des travaux ainsi que la limitation des déformations cumulées.

L'équilibre final dépend d'un nombre considérable de facteurs et notamment :

- de l'équilibre naturel initial ;
- des caractéristiques physiques et des lois de comportement du terrain encaissant et son environnement ;
- des phases d'exécution et de leur déroulement dans le temps ;
- des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de soutènement introduits à la surface du souterrain et de la nature de leur contact avec le terrain.

1.3 - Difficultés du calcul :

Ces facteurs sont généralement :

- soit connus de façon très incomplète (équilibre initial) ;
- soit difficiles à quantifier (discontinuités du terrain) ;
- soit à la fois mal connus et difficiles à introduire dans les calculs (loi de comportement du terrain, conditions précises d'exécution des travaux).

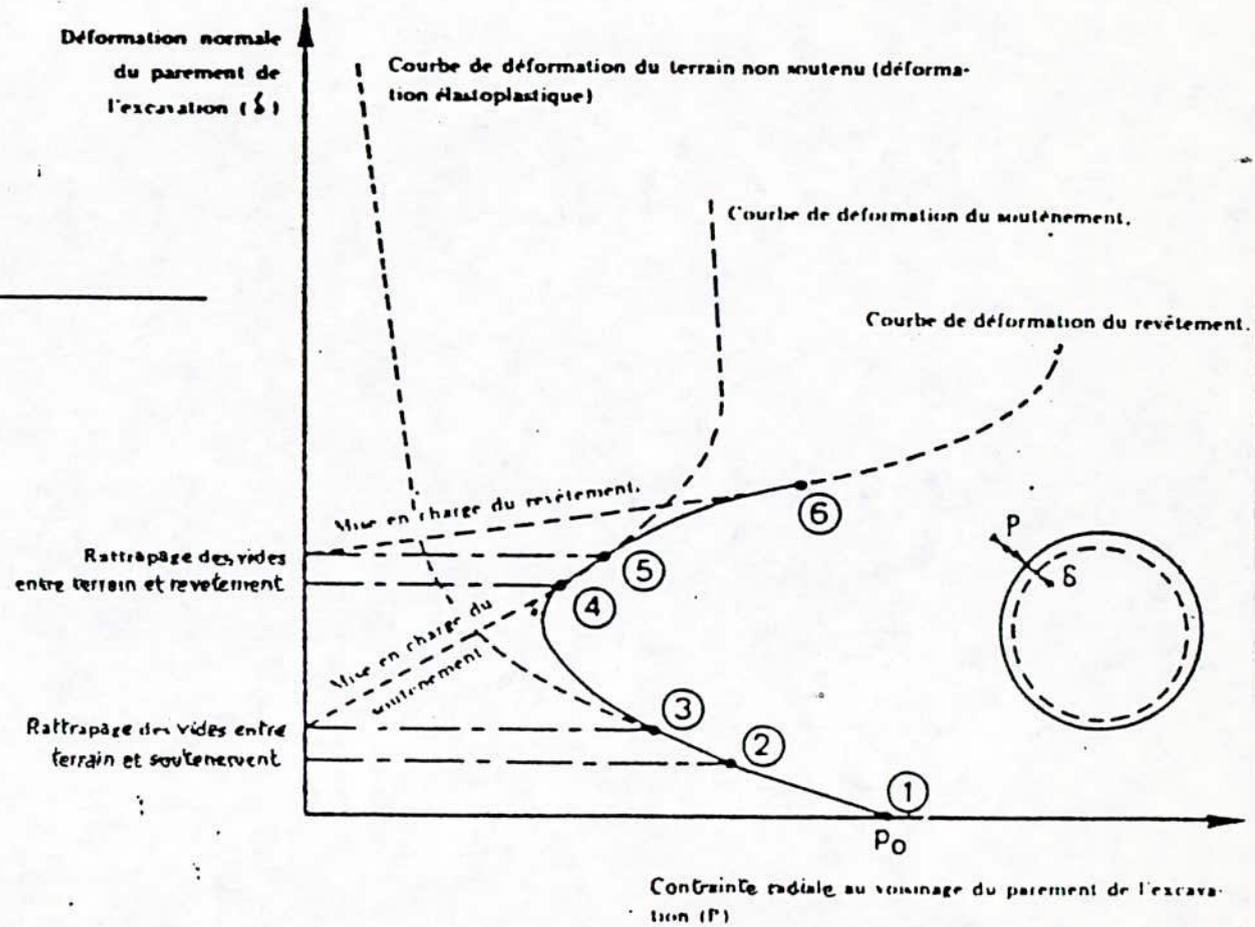
Un calcul idéal de l'ouvrage supposerait à la fois la connaissance parfaite et détaillée du milieu dans lequel l'ouvrage doit être construit et la possession d'un modèle mathématique suffisamment élaboré pour prendre en compte la totalité de ces données.

La figure suivante donne d'une façon schématique un exemple du processus d'évolution des contraintes et des déformations en un point voisin du pairment au cours des différentes phases de la construction (creusement, soutènement par cintres et revêtement définitif rigide). (D'après M. LOMBARDI).

Fig. 1

Schéma de diagramme contrainte normale / déformation au voisinage du parement de l'excavation au cours des phases successives du soutènement et du revêtement.

- 1 — Contrainte initiale dans le terrain (P_0)
- 2 — Etat du terrain au moment de la mise en place du soutènement
- 3 — Début de chargement des cintres
- 4 — Etat du terrain et du soutènement au moment de la mise en place du revêtement
- 5 — Début de chargement du revêtement
- 6 — Contrainte et déformation d'équilibre



Comme la déformation est en fait une fonction du temps, on voit bien que l'ensemble des facteurs énoncés interviennent pour définir l'origine du diagramme, la forme des différentes courbes et leur points d'intersection, donc l'équilibre final qui en résulte.

En présence de toutes ces difficultés, l'ingénieur peut être tenté par deux attitudes extrêmes également criticables :

- soit procéder à des calculs en opérant les simplifications et les approximations indispensables sans prendre conscience de leur imperfection et sans se livrer ensuite à la critique des résultats obtenus en fonction des hypothèses de calcul introduites et de la comparaison avec le comportement des ouvrages antérieurs (voir paragraphe 6.1.2).

- soit abandonner tout calcul sous prétexte de leur imperfection et s'en remettre à la seule expérience passée (voir paragraphe 6.2)

6.1 - Détermination des charges agissant sur les tunnels et sur les constructions souterraines :

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des éléments constituant le terrain, c'est-à-dire la poussée géologique, appelée aussi poussée du souterrain, et la pression hydrostatique.

Les charges mobiles, dues aux véhicules circulant à la surface du terrain, ne doivent être prise en considération que s'il s'agit de tunnels construits à faible profondeur sous la chaussée. D'autre part, les charges que représentent des véhicules circulant à l'intérieur du tunnel, ou celles dues à des charges transportées dans le souterrains (p.e de l'eau) n'interviennent que dans la mesure où le tunnel est situé dans un terrain fluant, de faible résistance, ou encore dans le cas des galeries sous pression des aménagement hydroélectriques.

6.1.1 - Origine et types de pression géologiques, ou poussée du souterrain :

Les couches de roche naturelle, en particulier celles situées à grande profondeur, sont soumises à des charges dues, d'une part à leur poids propre, d'autre part au poids des couches supérieures, charges qui engendrent des contraintes à l'intérieur du terrain. Ces contraintes sont appelées contraintes primaires, ce qui les distingue des contraintes secondaires dues aux charges agissant sur le souterrain excavé.

D'une façon générale toute variation des contraintes occasionne des déformations, qui tend à déplacer les particules du rocher par rapport à leur place initiale. Cependant tant que l'élément de rocher soumis à la charge, se trouve emprisonné dans le milieu continu interdisant tout déplacement, l'augmentation des charges se traduira par une accumulation des contraintes.

A partir du moment où une chance de déplacement est offerte au milieu rocheux soumis à de telles contraintes latentes, elle se traduira en déformation plastique, qui suivant les caractéristiques de la roche, peut prendre l'aspect du fluage plastique ou de décompression violente.

Le mouvement peut également garder un caractère strictement élastique, auquel cas il n'y aura ni rupture de la structure, ni fluage, à condition toutefois que la valeur des contraintes latentes emmagasinées reste inférieure à la limite élastique du matériau.

En vue de la consolidation de l'espace excavé, on doit éviter la pénétration du rocher dans l'air du souterrain en ayant recours à un système de soutènement ; c'est précisément la pression de la montagne exercée sur ce soutènement que l'on appelle la pression géologique ou la poussée souterraine il ressort en même temps de cette définition que l'importance de la poussée est directement liée à celle des déformations.

D'après TERZAGHI, la poussée du terrain représente le poids d'une partie déterminée de la masse rocheuse située au-dessus du tunnel, dont il faut prévoir l'éboulement successif en calotte en cas d'absence de soutènement.

Mais, même s'il n'existe pas de soutènement, il n'y aura qu'un processus relativement lent d'éboulement du rocher, conduisant à l'introduction progressive des déblais dans le souterrain excavé.

Au cours des déplacements des masses provoqués par les éboulements, une voûte naturelle et d'allure irrégulière se formera au-dessus de la caverne, mais cette dernière ne sera pas nécessairement comblée. En revanche en parlant de la poussée des terres, on entend l'action de poussée des masses plastiques, ou sans cohésion, exercée sur l'étaisement du vide excavé et l'absence de tout effet de décharge, qui conduit en l'absence de soutènement, au remplissage et à la suppression complète du vide par le terrain éboulé.

En fait, la valeur de la poussée des terres est généralement indépendante de la stabilité du soutènement et du temps écoulé entre l'excavation et sa mise en place, la déformation du système d'étaisement n'influençant que la répartition des pressions. En revanche, la grandeur de la poussée du terrain dépend dans une large mesure de la stabilité du soutènement et du délai de sa mise en place.

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

- I. Décompression de la masse rocheuse ;
- II. Poids des masses du terrain situé au-dessus du tunnel, effet tectoniques.
- III. Augmentation du volume du rocher, gonflement d'origine chimique ou physique.

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

- 1 - Poussée de détente ;
- 2 - Poussée réelle
- 3 - Poussée due au gonflement.

La nature de la poussée rencontrée dépend d'une façon prépondérante de la nature du rocher et de sa situation en profondeur. Du point de vue comportement vis-à-vis des poussées du terrain, RABCEWICZ distingue trois sortes de rocher :

- a) roches stables ;
- b) roches pseudostables, roches tendres et roches délitées
- c) roches inconsistantes.

6.1.1.1. - Poussée de détente :

En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, le comportement de la masse de rocher située au-dessus de l'excavation peut être comparé, d'après RABCEWICZ, à celui d'une masse de terre stockée dans un silo muni à sa base d'une ouverture dont le couvercle peut se déplacer vers le bas. Les conditions de la pression de détente se rapprocheront d'autant plus de celle du silo, que le degré de cohésion du rocher est faible. L'ouverture de l'orifice est immédiatement suivie par une chute de la pression à une valeur minimale, puis à mesure qu'augmente l'ouverture, la pression augmente à nouveau, sans toutefois s'approcher de la pression géostatique qui s'exerçait initialement sur le couvercle (voir fig 6.2).

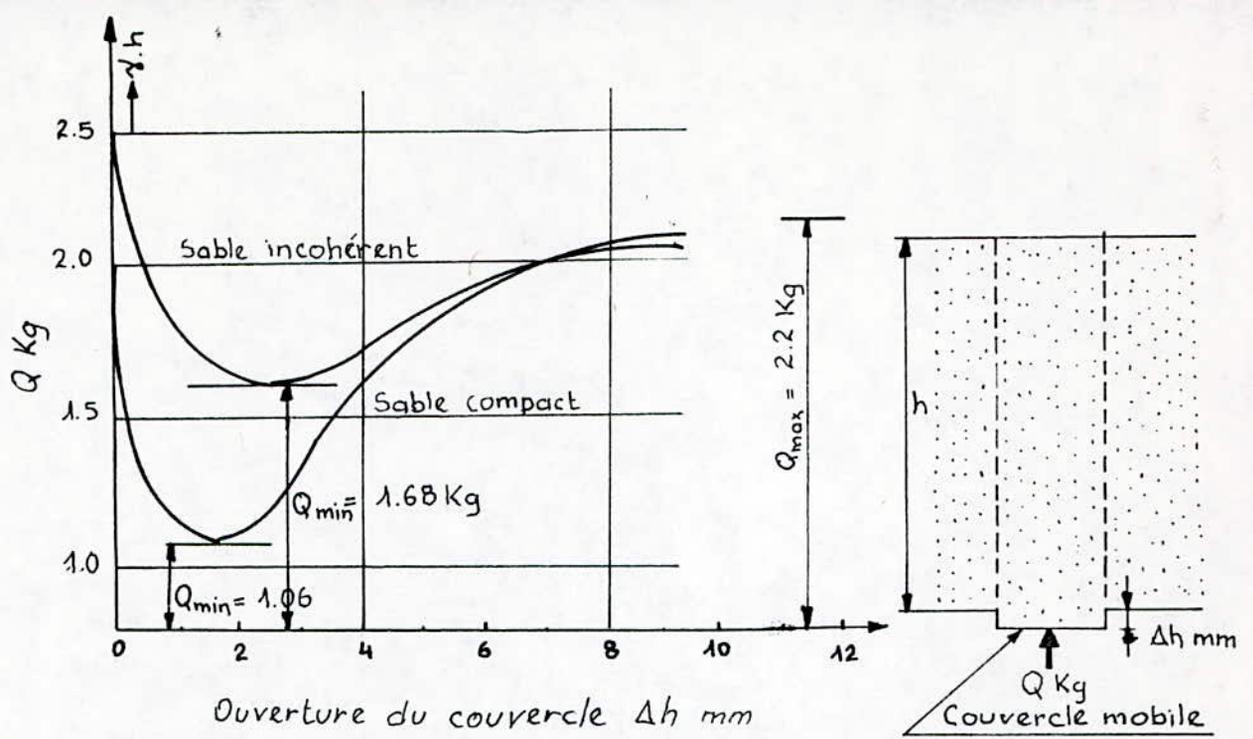


Fig. 6.2. Pression s'exerçant sur le couvercle d'une ouverture pratiquée au bas d'un réservoir (Künzli).

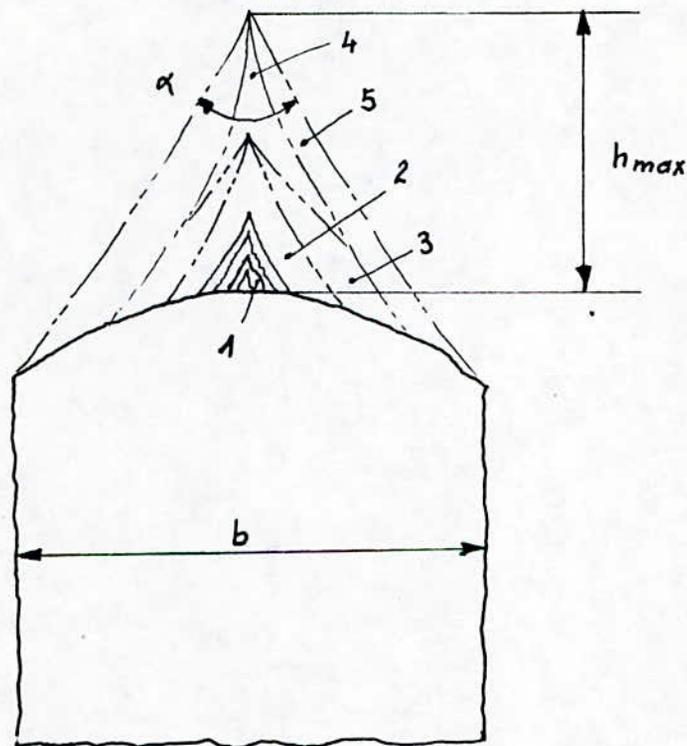


Fig. 6.3. Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant un souterrain.

Si un soutènement de la calotte fait défaut, on constate que peu à peu un coin de rocher s'y détache, manquant une tendance à l'affaissement, et ceci aussi longtemps que l'équilibre correspondant aux conditions de soutènement modifiées n'est pas établi. Le coin se détache progressivement de la masse principale. Pour commencer c'est l'élément 1 (fig. 63) qui s'affaisse, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des piédroits, puis par une extension vers le haut en forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle renfermant un angle soient capable de se servir mutuellement d'appui, l'angle sera d'autant plus pointu qu'est petite la cohésion du terrain en question, la hauteur de l'ogive est approximativement donnée par la relation suivante :

$$h_{\max} = h/2 \operatorname{tg} \alpha/2 \approx b/2 \sin \phi$$

On voit que l'importance de la pression est en rapport direct avec la surface du coin qui se détache, c'est-à-dire avec le carré de la longueur du souterrain.

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 de chance à l'extension de la poussée de détente, dont le développement ne se fait qu'après un certain temps. D'autre part, plus la longueur du tronçon non étayé est grande, plus sera grande la portée de la caverne à soutenir et comme la résistance du rocher en est une fonction inverse du carré, le risque d'affaissement en sera sérieusement augmenté (voir fig. 64).

Si la couverture du terrain est faible, le rocher assez inconsistant, et si le travail se fait sans beaucoup de précaution, la détente du rocher peut s'étendre jusqu'à la surface du terrain, provoquant sa rupture à la surface. Dans ce cas la poussée de détente sera égale à la pression géotatique.

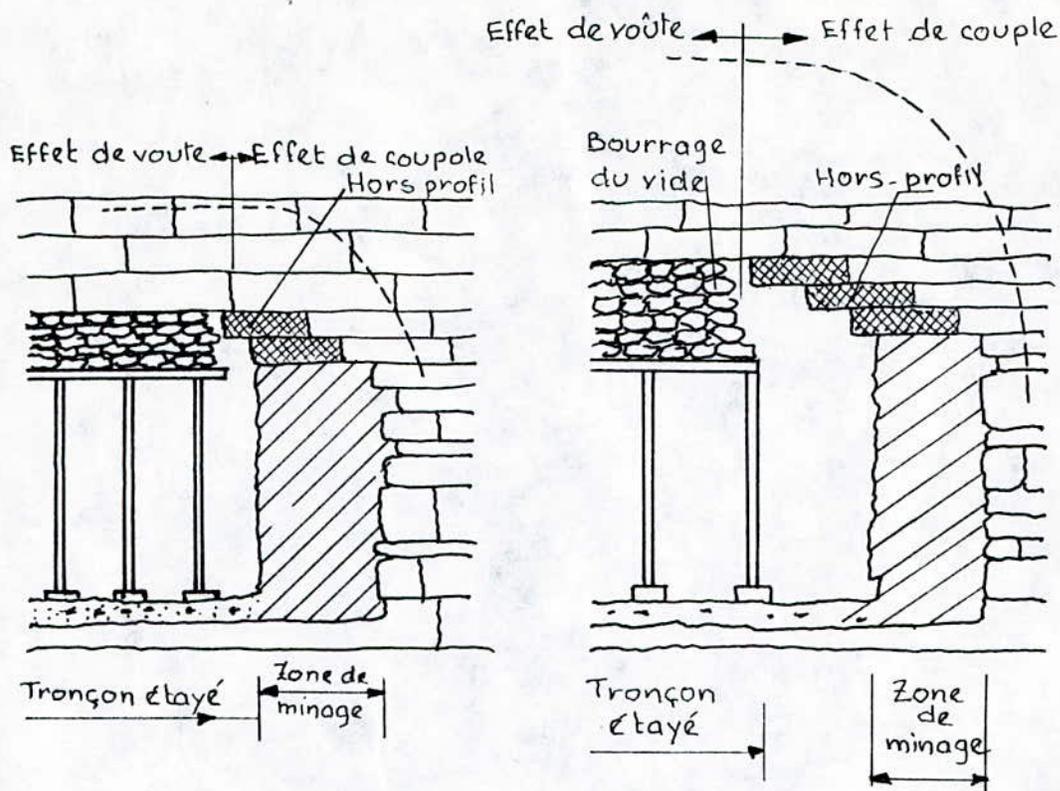


Fig. 6.4. Accroissement de l'effondrement en calotte en fonction de l'augmentation de la longueur sans étayage.

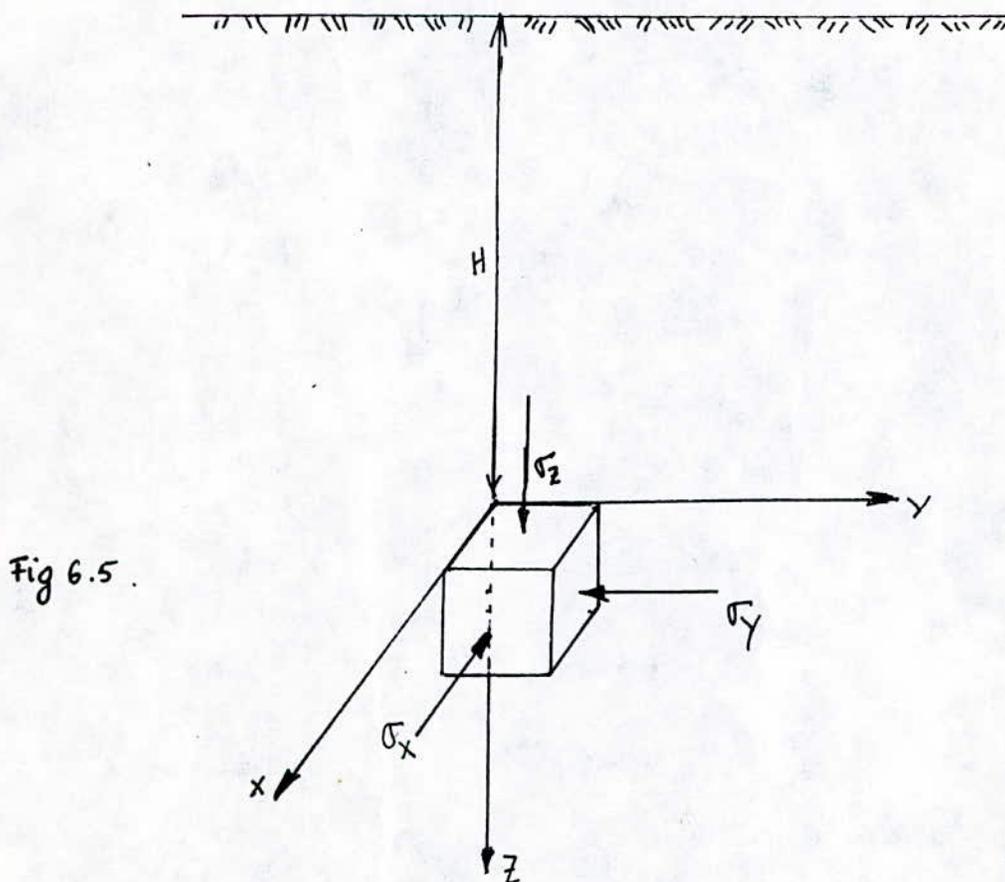


Fig 6.5.

Autrement la propagation vers le haut de la détente du rocher sera limité soit par la hauteur correspondant à l'effet de voûte naturelle du terrain, soit par la présence à une certaine hauteur, d'une couche de rocher dont la résistance est suffisante pour supporter la pression du souterrain.

6.1.1.2 - Poussée géologique :

La poussée géologique ou poussée du souterrain apparaît aux endroits où, à la suite des excavations, l'augmentation par rapport à leur valeur initiale des contraintes secondaires dans l'entourage du profil atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement à la calotte mais aussi sur les piédroits, pour atteindre des ordres de grandeur voisins de la limite plastique.

La poussée géologique est en fait la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par les divers effets tectoniques, et qui est en relation directe avec la composition géologique.

La déformation plastique exerce une pression directe sur le soutènement, cette pression étant précisément la poussée géologique, d'autant plus importante que l'obstacle s'opposant à l'introduction du rocher à l'intérieur du souterrain est plus rigide, c'est-à-dire plus le soutènement mis en place est résistant et plus il se trouve serré contre le rocher. Etant donné que les déformations se poursuivent jusqu'à la formation complète de la zone de détente, la mise en place précipitée du soutènement peut présenter un certain danger. L'importance des pressions géologiques dues aux déformations peut atteindre, suivant l'importance de la couverture, l'ordre de grandeur de plusieurs milliers de tonnes par mètre carré. Il n'existe aucun soutènement provisoire pouvant résister à des sollicitations semblables.

6.1.1.3 - Poussée due au gonflement :

Cette dernière forme de poussée souterraine est présente dans quelque roches argileuses ou délitées, ainsi que dans les argiles proprement dites, sous certaines conditions.

La poussée due au gonflement est provoquée dans les argiles par la présence de l'eau interstitielle qui entraîne leur gonflement, mais diminue leur résistance et accroît leur compressibilité.

Son importance est tout à fait imprévisible, elle peut en effet atteindre des ordres de grandeurs très élevés.

6.1.2 - Détermination de la pression verticale du rocher :

* Théories relatives à la pression géologique

6.1.2.1 - Théories basées sur la détermination de contrainte régnant à l'intérieur du rocher.

Le rocher dans la massif vierge se trouve en état de compression triaxiale, principalement à cause de l'existence de la force de la pesanteur.

Pour évaluer l'état sous contrainte d'un massif vierge, on considère un petit volume (dv) de la roche. (voir fig 65).

H : étant la profondeur du cube considéré

γ : poids volumique

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$: tensions normales

La tension normale σ_z

Les tensions latérales $\sigma_x = \sigma_y = \lambda \cdot \gamma \cdot H$

où λ est le coefficient latéral de la pression latérale, on peut déterminer soit la théorie d'élasticité soit d'après la lois de la mécanique des par sols.

a) selon la théorie de l'élasticité.

$$\lambda = \frac{\mu}{1-\mu} \quad \text{où } \mu \text{ est le coefficient de poisson}$$

b) selon la mécanique des sols.

$$\lambda = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{où } \phi \text{ est l'angle de frottement interne}$$

6.1.2.2 - Etat de tension du terrain entourant des évidements.

Par suite de l'excavation d'un souterrain, les tensions primaires régnant initialement à l'intérieur du terrain céderont leur place à l'état de contraintes secondaires.

Dans son état non perturbé, la surface élémentaire horizontale située à l'intérieur de la terre est soumise à une force verticale due au poids du prisme de rocher ou du terrain qui se trouve à sa verticale, c'est-à-dire à la pression géostatique (voir fig.6.6)

$$P_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$$

En revanche, l'effort horizontal peut varier entre des limites extrêmement étendues, et sa grandeur dépend de l'importance des déplacements latéraux. Dans le milieu rocheux imperturbé, la grandeur de la poussée horizontale est probablement beaucoup plus petite que celle de la pression verticale, leur rapport pouvant être exprimée à l'aide du coefficient de poisson concernant la relation existant entre les déformations élastiques longitudinale et transversale.

Si on admet que l'on arrive à supprimer complètement les déformations latérales, la déformation horizontale spécifique sera:

$$\epsilon_h = (P_h - (P_v + P_h)/m) / E = 0$$

et comme

$$\epsilon_v = P_v / E, \quad \lambda_0 = P_h / P_v = 1 / (m - 1) = \mu / (1 - \mu)$$

On aura

$$P_h = P_v \cdot \mu / (1 - \mu) \quad \text{où } \mu = 1/m \text{ est le coefficient de Poisson}$$

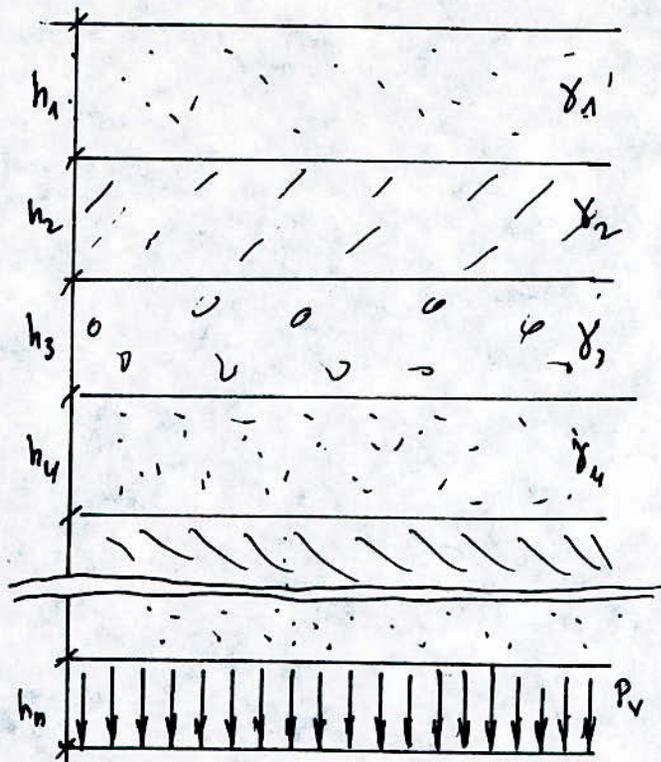


Fig 6.6

La répartition des contraintes du milieu élastique entourant un évidement de section circulaire peut être calculée d'après MINDLIN. En raison de l'incertitude relative à la répartition des poussées latérales, il distingue trois cas, qui sont :

a) Etat hydrostatique, où

$$P_h = P_v = \gamma h$$

b) Cas de la poussée latérale augmentant linéairement avec la profondeur et propre à constituer une entrave aux déplacements latéraux, ici on a :

$$P_h = P_v \mu / (1 - \mu)$$

c) Absence totale de la poussée latérale, donc :

$$P_h = 0$$

En ce qui concerne le 1er cas, KERISEL donne des formules approximatives.

Du fait que l'examen du problème se fait dans un système de coordonnées bipolaire de Jeffey, les résultats finaux étant exprimés au moyen d'équations transcendantes, les contraintes tangentielles et les contraintes radiales sont exprimées respectivement par les relations suivantes :

Contraintes tangentielles

$$\sigma_{\theta} = \gamma h \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right)$$

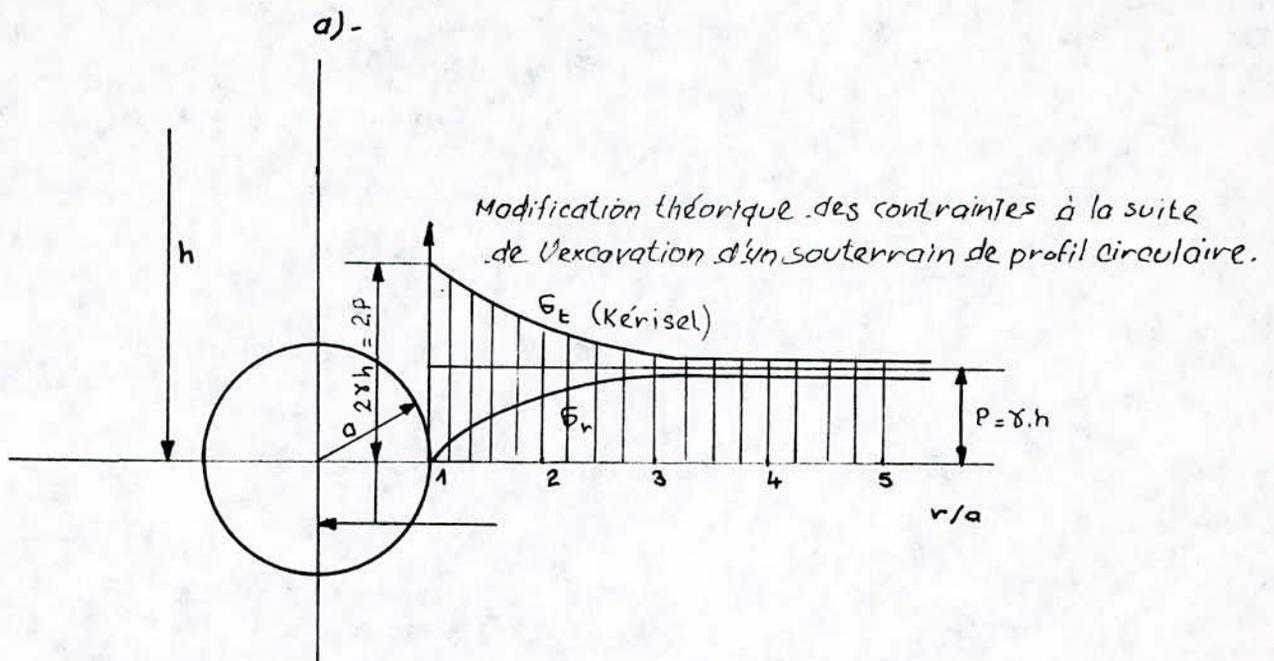
Contraintes radiales

$$\sigma_r = \gamma h \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right)$$

où h est la hauteur du recouvrement

a est le rayon de l'excavation circulaire

et r représente la distance du point examiné.



b) -

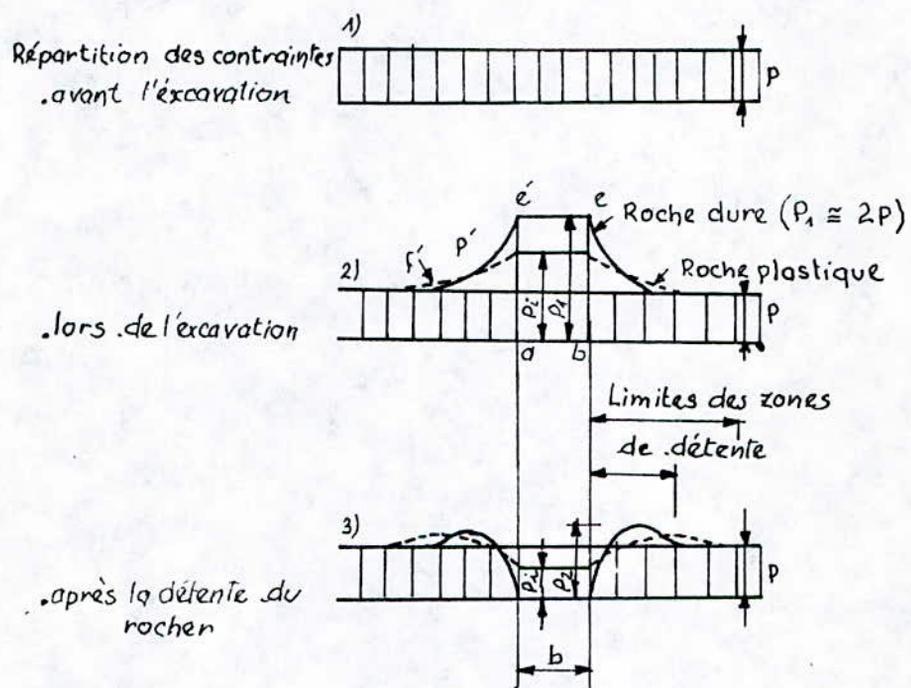


Fig 6.7/a-b Regroupement des contraintes dans le voisinage du souterrain . a) Selon la théorie de l'élasticité (Mindlin-Kérisel), b) D'après les observations de Willmann.

D'après ces relations, les tensions suscitées dans le prolongement du diamètres horizontal après l'exécution du vide seront conforme a ce qui est indiqué sur la figure 6.7/a

Sur la circonférence la contrainte tangentielle augmente pour atteindre le double de sa valeur initiale, la contraite radiale étant égal à 0.

En s'éloignant de ce point, la contrainte tangentielle décroît progressivement, la contrainte radiale augmente est tend vers l'unité, c'est-à-dire vers la valeur de la contrainte initiale.

La création d'un évidement crée une perturbation dans l'état de contrainte initial du milieu (1), l'effet de cette perturbation ne se limitera pas uniquement à la zone se situant au-dessus de la calotte, mais s'étendra sur les secteurs sités au voisinage, de part et d'autre de l'évidement. D'après WILLMAN, le déroulement du phénomène sera conforme à la figure 6.7/b

Après excavation de l'évidement de largeur b , l'effort $b.p$ sera reporté au rocher voisin resté intact, et par conséquent la tension au droit des piédroits atteindra p_1 - le supplément p' diminuant peu à peu dans la zone imperturbée, jusqu'à 0. La tension maximale p_1 , ainsi que l'étendue du secteur influencé sont fonction de la nature et de l'implantation en profondeur du tunnel. D'après les expériences, dans des roches plastiques les contraintes augmentent de 50 % et l'étendue de la zone perturbée correspond au triple de la largeur de l'excavation. En revanche, dans des roches dures ou rigides, la contrainte supplémentaire peu atteindre jusqu'à 100 % de la valeur initiale, la largeur de la zone perturbée ne dépassant pas celle du vide créée.

6.1.2.3 - Théories basées sur des hypothèses cinématiques et statiques

Le dimensionnement pratique des revêtements des tunnels se fait suivant des points de vue différents selon que l'on tient compte dans la charge de la zone de détente entourant l'évidement ou que l'on fasse, en outre, intervenir la situation du tunnel en profondeur et l'influence de la hauteur de recouvrement. Le choix peut varier, suivant qu'il s'agit d'un rocher de bonne tenue, ou, au contraire, d'un terrain incohérent.

Dans les roches stables, la zone de décharge se forme indépendamment de la hauteur de recouvrement ; l'on doit donc avoir recours à des théories qui ne font pas intervenir l'influence de la profondeur de l'ouvrage. Par contre dans des roches pseudo-stables, la profondeur à laquelle est implantée l'ouvrage intervient dans la pression géologique ; il convient donc de la calculer à l'aide d'une théorie qui en tient compte.

6.1.2.3.1 - Théories tenant compte de l'influence de la profondeur

1.2.1.1 - Théorie de BIERBÄUMER

Il admet que le profil est chargé par une masse de rocher délimitée par une parabole de hauteur $(h = \alpha H)$ (fig.6.8)

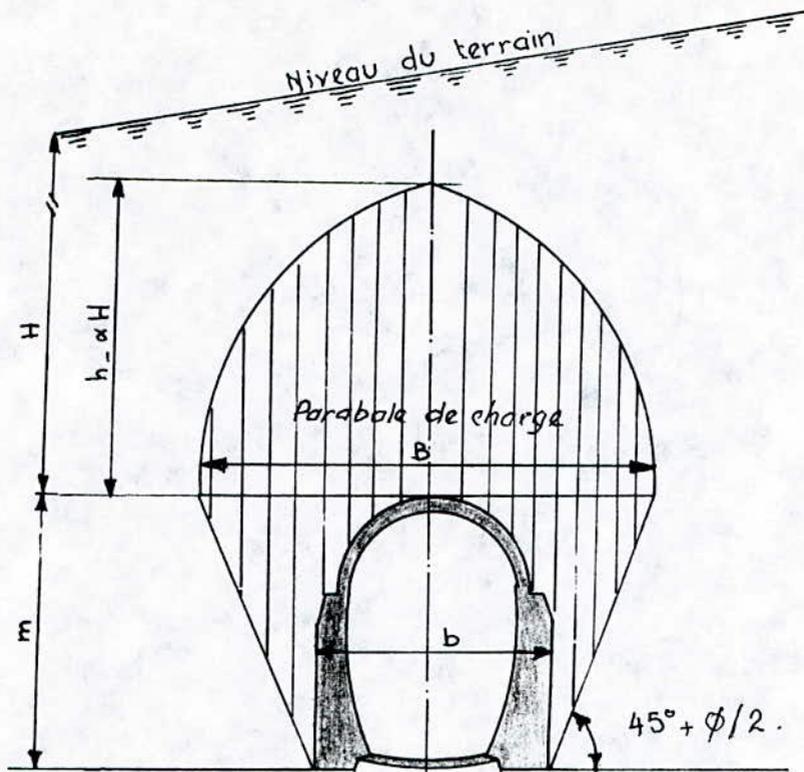
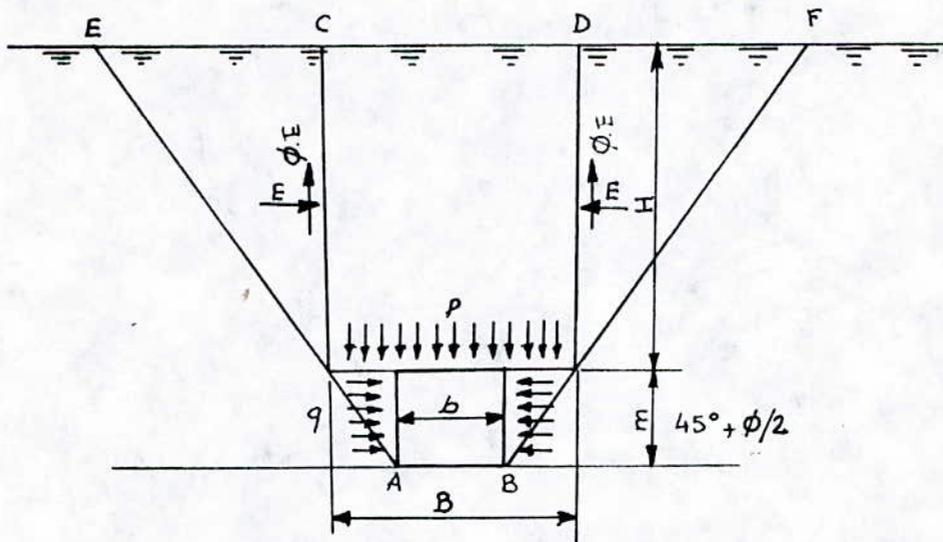


Fig. 6.8. Répartition de la poussée du souterrain selon Bierbäumer.



$$F_r = 2F_r \cdot E = 2 \cdot \text{tg } \phi \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) \cdot H^2 \cdot \gamma/2$$

Fig. 6.9. Hypothèses des théories de Bierbäumer

Pour calculer le coefficient de réduction, il a développé deux méthodes qui donnent pratiquement les mêmes résultats.

Une de ces méthodes est basée sur l'hypothèse selon laquelle, par suite de l'excavation du tunnel, la masse de rocher aura tendance à se déplacer vers le bas, suivant des surfaces de glissement inclinées à $(45^\circ + \phi/2)$ (fig.6.9)

Le frottement dû au glissement agissant le long des surfaces de glissement verticales d'aire S est égal à :

$$Fr = 2fr = 2 \cdot \text{tg } \phi \cdot E = 2 \text{tg } \phi \cdot P \cdot \text{tg } (45^\circ - \phi/2)$$

où
$$P = H^2 \cdot \gamma \text{tg}(45^\circ - \phi/2)/2$$

d'où
$$Fr = 2 \cdot \text{tg } \phi \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \cdot H^2 \cdot \gamma / 2$$

Ce frottement diminue l'effet du poids de la masse imaginaire instable ; c'est pourquoi, au lieu de la poussées de la masse de hauteur H , l'on ne doit compter qu'avec celle de hauteur $\alpha \cdot H$. Ainsi la pression s'exerçant sur une surface de largeur :

$$b + 2m \cdot \text{tg } (45^\circ - \phi/2),$$

située au niveau de la colotte aura comme grandeur

$$p = \alpha \cdot H \cdot \gamma$$

En tenant compte des efforts indiqués sur la fig.6.8 la valeur de α est déterminée de la manière suivante :

$$P = H \cdot \gamma [b + 2m \text{tg}(45^\circ - \phi/2)] - H^2 \cdot \gamma \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \cdot \text{tg } \phi$$

étant donné que :

$$p [b + 2m \text{tg}(45^\circ - \phi/2)] = P$$

on aura :

$$p = P / (b + 2m \text{tg}(45^\circ - \phi/2)) = H \cdot \gamma \left[1 - \frac{\text{tg } \phi \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \cdot H}{(b + 2m \text{tg}(45^\circ - \phi/2))} \right]$$

On aura donc :

$$\alpha = 1 - \frac{\text{tg } \phi \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) \cdot H}{(b + 2m \text{tg}(45^\circ - \phi/2))}$$

Le coefficient de réduction α possède deux valeurs extrêmes : si la couverture du terrain est faible, $\alpha = 1$ par contre, si l'épaisseur de la couverture dépasse plusieurs centaines de mètres, ou si $H \gg 5B$, α devient indépendant de la couverture, et il aura donc la valeur

$$\alpha = \text{tg}^4(45^\circ - \phi/2)$$

2 - Théorie de TEERZAGHI

Cette théorie a été établie pour les tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion, mais sa validité peut être étendue au cas des 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.

Les masses de sable qui entourent la galerie se déplaceront déjà lors de l'excavation, et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement dans le terrain complètement excavé.

Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surfaces de glissement, caractérisant l'état limite de glissement du terrain, fasse apparition, il convient donc de définir la largeur de la masse de terrain se déplaçant dans le plan de la calotte de l'évidement, en partant du chiffre de $45^\circ + \phi/2$ donnant l'inclinaison de la surface de glissement de la poussée active des terres, on aura donc :

(VOIR FIG. 6.10)

$$B = b + 2m \text{tg}(45^\circ - \phi/2)$$

Le déplacement de la masse de terre en question sera entravé par l'effet de voûte, déterminé par Terzaghi sur la base du frottement agissant le long des plans de glissement.

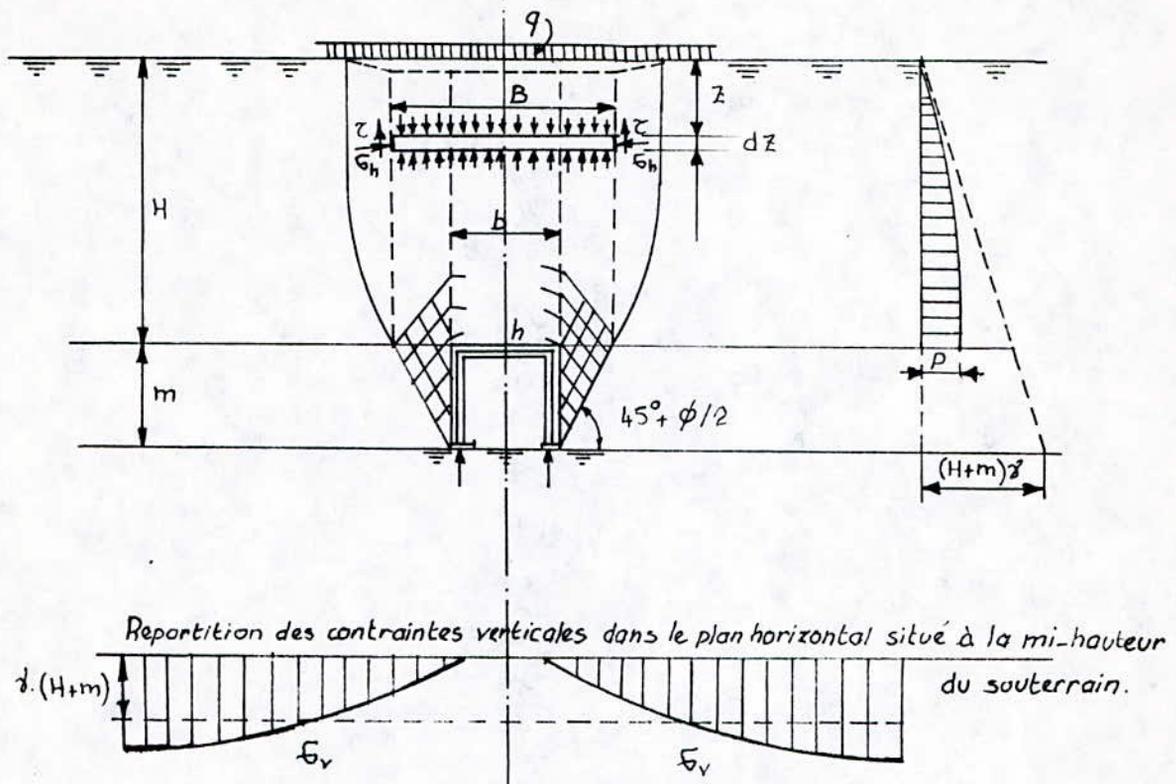


Fig. 6.10. Hypothèses de base de la théorie de la poussée souterrain de Terzaghi.

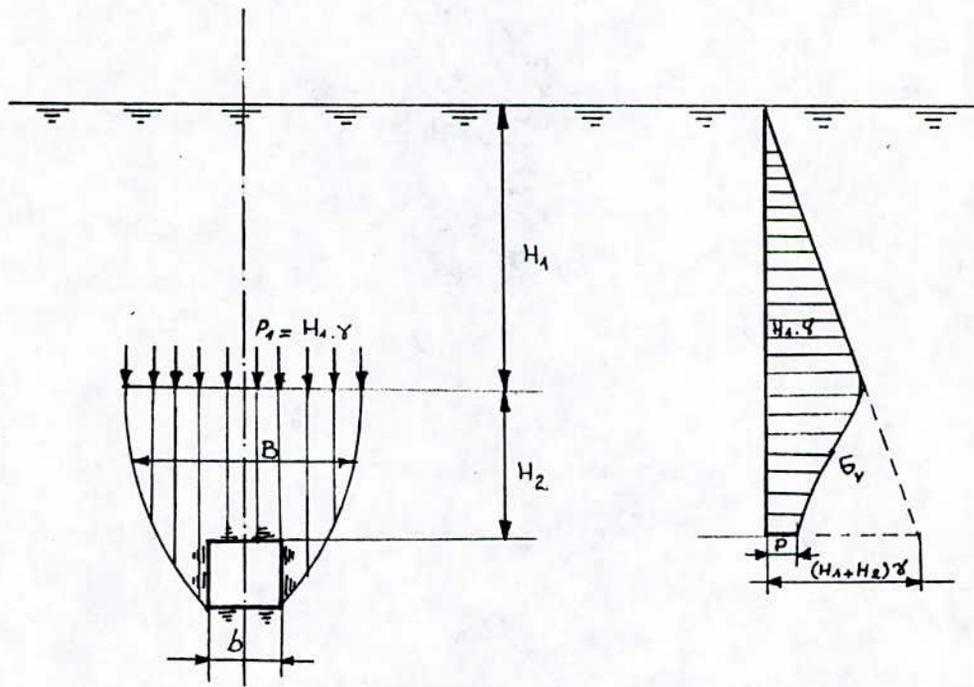


Fig 6.11 Pression s'exerçant sur des souterrains à grandeur d'après Terzaghi.

Les plans limites verticaux du déplacement de l'élément de largeur B peuvent être admis à la verticale des points extrêmes de l'élément le long de ces plans, la résistance au cisaillement travaillant contre le glissement sera :

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi = c + \sigma_h \operatorname{tg} \phi$$

Si l'on admet que le poids volumique du terrain est γ , et qu'une charge q uniformément répartie agit sur la surface du terrain, le rapport entre la poussée horizontale et la poussée verticale étant d'autre part caractérisé par un coefficient empirique K , la tension normale horizontale σ_h due à la contrainte verticale et agissant à une profondeur Z au dessous de la surface du terrain, pourra être déterminée à l'aide de la relation :

$$\sigma_h = K \sigma_v$$

Les efforts agissant sur une bande de hauteur dz , située à une profondeur Z à l'intérieur du prisme de largeur B , sont représentés sur la figure 6.10 leur équilibre pouvant être exprimé comme suit :

$$B \cdot \gamma \cdot dz = B (\sigma_v + d\sigma_v) - B \cdot \sigma_v + 2 \tau dz$$

En substituant : $\sigma_h = K \sigma_v$

$$\tau = c + \sigma_h \operatorname{tg} \phi = c + K \sigma_v \operatorname{tg} \phi$$

On aura

$$B \cdot \gamma \cdot dz = B (\sigma_v + d\sigma_v) - B \sigma_v + 2c dz + 2K \sigma_v \operatorname{tg} \phi dz$$

$$(B\gamma - 2c - 2K \sigma_v \operatorname{tg} \phi) dz = B d\sigma_v$$

d'où

$$d\sigma_v/dz = \gamma - 2c/B - 2K \sigma_v \operatorname{tg} \phi/B$$

Si l'on admet la condition limite selon laquelle, à une profondeur $Z=0$, $\sigma_v = q$, la résolution de l'équation différentielle donne :

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2c}{2K \operatorname{tg} \phi} \left(1 - e^{-\frac{2KZ}{B} \operatorname{tg} \phi} \right) + q e^{-\frac{2KZ}{B} \operatorname{tg} \phi}$$

et avec $c = 0$ et $q = 0$

$$\sigma_v = \frac{B\gamma}{2K \operatorname{tg} \phi} \left(1 - e^{-\frac{2KZ}{B} \operatorname{tg} \phi} \right)$$

Si, pour un cas donné, on introduit dans l'équation la valeur de la hauteur de recouvrement H , on obtient

$$P_v = \frac{B\gamma}{2K \operatorname{tg} \phi} \left(1 - e^{-\frac{2KH}{B} \operatorname{tg} \phi} \right)$$

Pour de plus grandes profondeurs, l'effet de voûte ne se fait plus sentir jusqu'à la surface.

D'après les essais effectués par Terzaghi jusqu'à une hauteur correspondant à B, la valeur du coefficient K augmente régulièrement de 1 à 1,5 et comme à partir d'une hauteur dépassant 2,5 B, le tassement des couches inférieures n'influence plus l'état de contrainte des couches de sable supérieures, on ne remarquera plus l'effet de voûte.

Par conséquent, la poussée géologique sera composée de 2 termes. Si l'on désigne par H2 la hauteur soumise à l'effet de voûte et par H1 la hauteur de la couche de terrain supérieure s'étendant jusqu'à la surface, cette dernière masse peut être considérée comme une charge extérieure, dont la grandeur est $q = H1 \cdot \gamma$. Cette charge pèse sur les couches soumises à l'effet de voûte, est en conformité avec la théorie en question, la poussée s'exerçant sur la calotte sera. (fig 6.11).

$$P_v = \frac{\gamma B}{2k \operatorname{tg} \phi} \left(1 - e^{-k \operatorname{tg} \phi \cdot \frac{2H_2}{B}} \right) + \gamma H_1 e^{-k \frac{2H_2}{B} \operatorname{tg} \phi}$$

Si H2 devient très grand par rapport à B, l'influence du deuxième membre devient négligeable, tandis que le terme entre parenthèses du premier membre se rapproche de l'unité. Dans le cas de très grandes profondeurs, la poussée des terres sera donc égale à

$$P_{max} = \gamma B / 2k \operatorname{tg} \phi$$

et devient ainsi indépendante de la hauteur de recouvrement.

En partant de l'équation de base la théorie de Terzaghi peut être étendue au domaine des sols cohérents, et dans ce cas l'expression de la poussée souterraine prend la forme suivante :

$$P_v = B(\gamma - 2c/B) \left(1 - e^{-k \operatorname{tg} \phi \cdot 2H/B} \right) / 2k \operatorname{tg} \phi$$

Ce qui revient à qu'il n'y aura pas de poussée si $\gamma = \frac{2c}{B}$, c'est-à-dire,

$$\text{si } B \leq \frac{2c}{\gamma}$$

Toutefois, en pratique, cette règle n'est valable qu'en tenant compte de la nécessité, en raison des contraintes de traction engendrées à la calotte, et si $B \gg \frac{2c}{\beta}$ de prévoir un soutènement provisoire du profil afin d'éviter l'affaissement du coin de rocher.

En outre et en raison des hypothèses de bases admises, cette méthode de calcul ne peut être appliquée que dans le cas de terrains granuleux et secs, et pour des hauteurs de recouvrement relativement faibles $H \leq 3B$

6.1.3.2. - Théories ne tenant pas compte de l'influence de la profondeur

Le deuxième groupe des théories traitant de la détermination de la poussée souterraine cherche en fait à déterminer l'importance de la poussée de détente, car elles nient l'existence d'une relation entre la pression souterraine et l'épaisseur de recouvrement, et se contentent de supposer que la charge devant être supportée par le soutènement provisoire ou définitif, n'est représentée que par la masse détendue exempte de contraintes, dont l'état est dû à l'excavation du terrain.

L'inexactitude de cette hypothèse est évidente car l'approximation est manifestement fautive à proximité de la surface du terrain ainsi qu'à de faibles profondeurs de recouvrement, mais elle perd aussi tout son sens à de grandes profondeurs où le rocher se trouve dans un état limite de plasticité, ainsi que partout, où, en raison de la nature du rocher et sous l'action de la pression géostatique préexistante, l'excavation provoque des déformations plastiques sur les piedroits. Elle est également inadmissible dans le cas des terrains tout à fait plastiques, dont l'angle de frottement est égal à 0.

D'après ces théories, un certain effet de voûte se manifestera à l'intérieur du terrain, certains hypothèse admettant que la masse provoquant la poussée est fonction de diverses caractéristiques du terrain, notamment de sa résistance, de l'angle de frottement et des dimensions de l'évidement creusé, d'autres supposant que seule la répartition modifiée de l'état de contrainte dans l'entourage de l'excavation influence la grandeur de la poussée.

1. Théorie de KOMMEREIL

C'est l'une des théories la plus ancienne, et la plus connue de ce genre. Selon lui, la hauteur de la masse du terrain exerçant une poussée sur le souterrain, dépend de la déformation du système de soutènement.

Il avance l'argument selon lequel le degré d'affaissement de la zone de charge dépend de l'importance des tassements subis par le soutènement.

La hauteur (h) de la zone décomprimée correspondra à la hauteur du terrain dont l'affaissement permettra de combler le vide créé, de hauteur e.

En admettant que l'allongement spécifique consécutif à cette détente soit désigné par S% on aura :

$$e = \frac{h \cdot S}{100} \quad ; \quad d'où \quad h = \frac{100 \cdot e}{S}$$

Où S représente le coefficient de décompression du rocher en %, dont les valeurs pour différentes roches et divers terrains sont les suivantes :

	S%
- terrains granuleux et incohérents (sables)	1÷3
- terrain légèrement cohérents (argiles sèches)	3÷5
- terrain cohérents (marnes, graviers argileux)	5÷8
- Roches tendres à consistantes (grés calcaires)	8÷12
- Roches compactes et de bonne tenue	10÷15

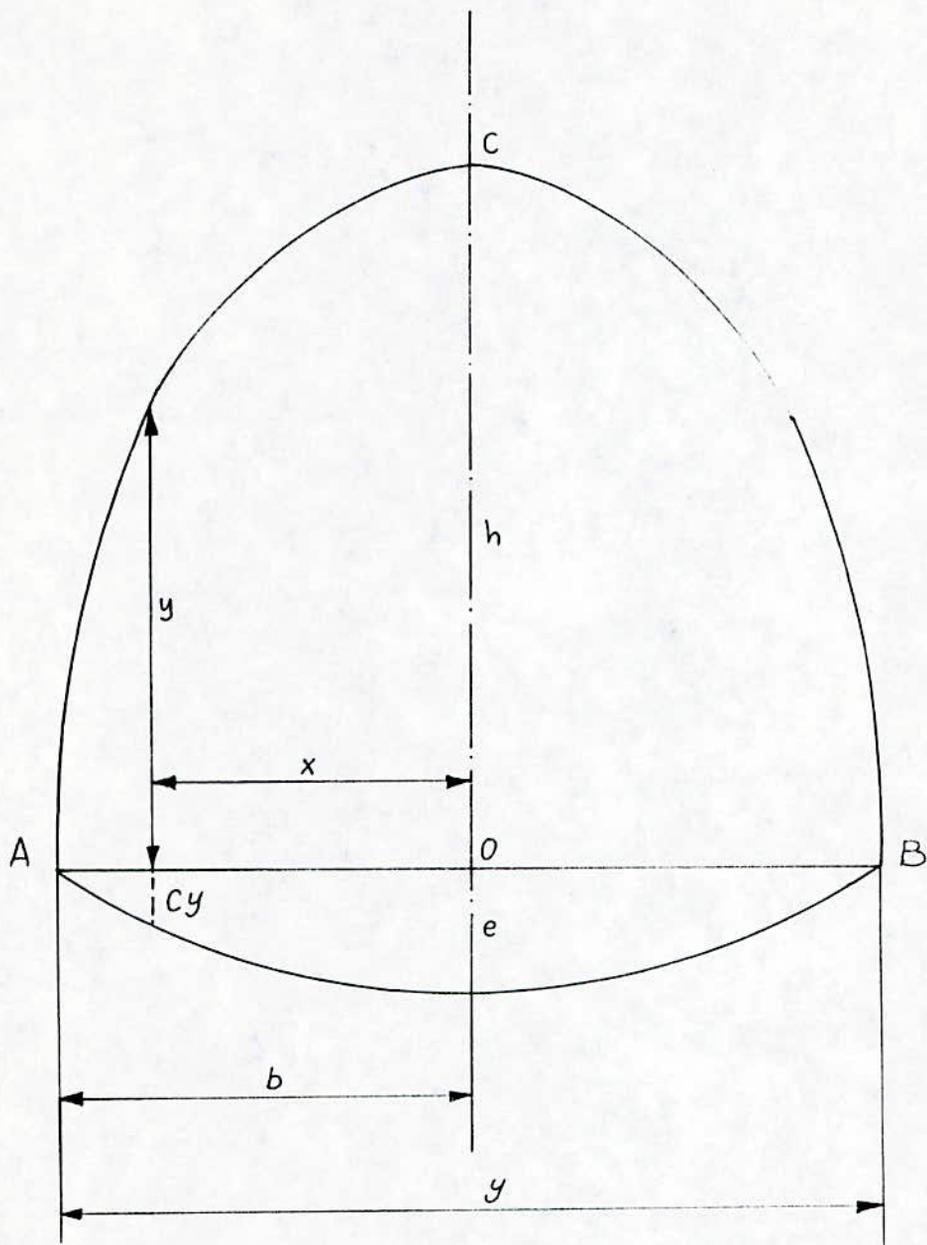


Fig. 612. Symboles utilisés dans la théorie de Kommerell.

Le soutènement est chargé par une masse de rocher de forme parabolique ou elliptique de hauteur h (fig 6.12) s'il s'agit d'une ellipse, son équation sera :

$$\frac{x^2}{\left(\frac{b}{2}\right)^2} + \frac{y^2}{h^2} = 1 \quad \text{et comme } h = \frac{100 \cdot e}{S} \Rightarrow \frac{4x^2}{b^2} + \frac{y^2 S^2}{(100 \cdot e)^2} = 1.$$

et la grandeur de la charge s'écrit

$$p = \frac{\pi}{4} b h \cdot \gamma = \frac{\pi b}{4} \cdot \frac{100 \cdot e}{S} \cdot \gamma.$$

Si le terrain excavé est particulièrement tendre ou inconsistant, au point que l'apparition de poussées latérales est à craindre, les points de départ de la courbe délimitant la zone décomprimée sont situés à l'intersection des lignes de glissement partant des angles inférieurs du profil, inclinées à $45^\circ + \phi/2$ par rapport à l'horizontale, d'une part, et l'horizontale passant par le point haut du profil, d'autre part ; dans le cas contraire, les points de départ se trouvent aux angles supérieurs du profil.

En dépit du succès qu'elle a rencontré dans la pratique, la théorie de Kommerell ne doit être considérée que comme une première approximation et ceci en raison des considérations suivantes :

1 - Une détente ne peut se manifester que dans des terrains granuleux par suite du remaniement des particules. Dans le cas des roches compactes, on parle d'une expansion élastique due à la décharge, dont l'ordre de grandeur ne peut cependant dépasser un à deux millimètres.

2 - La relation linéaire admise entre la flèche (e) de poutre porteuse du rocher à la calotte et la hauteur (h) de la masse de charge n'est pas confirmés par les mesures.

3 - Ni les dimensions de la poutre de faite, ni la largeur de l'excavation, ni les propriétés des matériaux qui la composent ne figurent dans l'expression. Il est pourtant hors de doute que ces paramètres interviennent d'une façon prépondérante dans l'appréciation de la flèche.

2 - Théorie de PROTODIAKONOV :

Elle s'est assez généralisée grâce aux bonnes expériences. Elle est basée sur la recherche de la définition statique de la forme de la voûte naturelle du rocher, et peut être utilisés avec un certain succès dans des cas bien délimités. C'est également pour des terrains granuleux que Protodiakonov a établi sa théorie de la pression du terrain excavé, et dont l'équilibre est assuré par les seuls efforts de compression agissant le long de la courbe AOB (fig. 6.13) sans le concours de moment de flexion. En partant de cette hypothèse, il trouve que la voûte en question aura une forme parabolique.

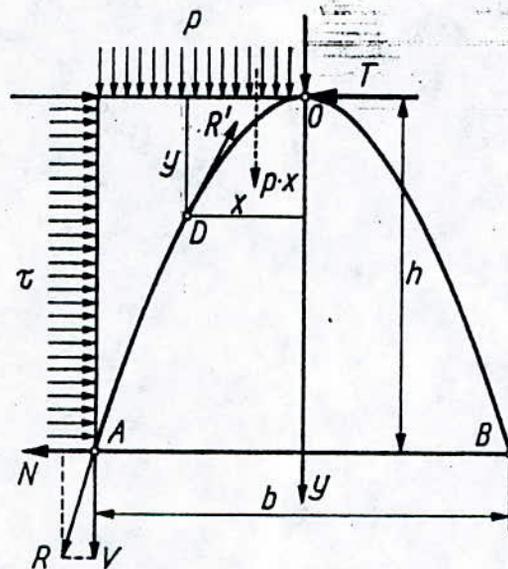


Fig. 6.13 - Hypothèses de base de la théorie de Protodiakonov.

Sur la longueur librement choisie $D\bar{O}$ de l'arc, on observe les efforts suivants :

a) Au sommet O on retrouve la force T qui est la résultante horizontale des efforts de réaction agissant sur la partie droite de la voûte.

b) La résultante $p \cdot x$ de la poussée verticale.

c) R' appliquée au point D , qui est la résultante des efforts tangentiels agissant dans la partie inférieure de l'arc.

Enfin la somme des moments par rapport au point D de tous ces efforts est égal à 0

$$M_D = -Ty + p \cdot x \cdot \frac{x}{2} = 0 \quad , \quad p \cdot \frac{x^2}{2} = T \cdot y$$

Au point d'appui situé à la naissance, la poussée est représentée par la résultante R , qui peut être décomposée en une composante normale et en une composante horizontale, désignées respectivement par V et par N . La composante verticale la voûte contre l'appui, tandis que la composante horizontale tend à l'en écarter, la résistance de la voûte de décharge naturelle peut être déterminée en admettant que le déplacement occasionné par l'effort horizontal N est entravé par le frottement dans le plan $A-B$

C'est-à-dire ;

$$N = V \cdot f \quad , \quad \text{où} \quad V = p \cdot \frac{b}{2}$$

et $f = \text{tg} \phi$ (coefficient de frottement)

La marche de sécurité assurant une certaine réserve contre le glissement est fournie par les contraintes de cisaillement résistant contre le déplacement latéral des masses de rocher. On peut donc écrire

$$N = p \cdot \frac{b}{2} \cdot f = \tau \cdot h$$

Caté- gorie	Degré de résistance	Désignation du rocher (du terrain)	Poids volumique (kgf/m ³)	Résistance à la rupture σ , kgf/cm ²	Coeffi- cient de résistan- ce: f	Angle de frotte- ment in- terne φ°
I.	Résistance supérieure	Quartzites et basal- tes de grande résis- tance, autres roches de résistance élevée	2800 – 3000	2000	20	87
II.	Roches très résis- tantes	Granits très résistants, porphyre quartzifère, grès et calcaires à haute résis- tance	2600 – 2700	1500	15	85
III.	Roches de bonne tenue	Granits et roches granitiques, grès et calcaires de très bonne tenue, quartz, druses. Conglomé- rats compacts	2500 – 2600	1000	10	82°30'
III/a	Roches de bonne tenue	Calcaires, granits légèrement délités. Grès de bonne tenue, marbre, dolomites, Pyrites	2500	800	8	80
IV.	Roches assez ré- sistantes	Grès ordinaire	2400	600	6	75
IV/a	Roches assez ré- sistantes	Schistes siliceux, grès schisteux	2300	500	5	72°30'
V.	Roches de résistance moyenne	Schistes argileux. Grès et calcaires de ré- sistance moyenne. Conglomérats in- consistants	2400 – 2800	400	4	70
V/a	Roches de résistance moyenne	Divers schistes. Marnes compactes	2400 – 2600	300	3	70
VI.	Roches assez in- consistan- tes	Schistes inconsistants, calcaires très in- consistants. Marnes communes. Gypses, terrains gelés. Grès fracturés, graviers cimentés. Sols graveleux	2200–2600	200–150	2	65
VI/a	Roches assez in- consistan- tes	Terrains graveleux. Schistes fracturés, galets et graviers comprimés, argiles dures	2200–2400	—	1,5	60
VII.	Roches inconsis- tantes	Argiles (compactes). Alluvions cohéren- tes. Sols argileux	2000–2200	—	1,0	60
VII/a	Roches inconsis- tantes	Sables argileux lé- gers, lœss, gravil- lons	1800–2000	—	0,8	40
VIII.	Terrains meubles	Terrains contenant des substances orga- niques, tourbes, sables argileux tendres, sables mouillés	1600–1800	—	0,6	30
IX.	Terrains granuleux	Sables, gravillons, remblais	1400–1600	—	0,5	27
X.	Terrains fluants	Vases, lœss fluants et autres sols plasti- ques	—	—	0,3	9

et en substituant dans l'équation générale de la parabole rapportée au point D, les valeurs conjuguées relatives aux conditions limites, soit $x = b/2$, $y = h$ et $T = N$, on obtient

$$p \cdot \frac{b^2}{8} = \left(p \frac{b}{2} f - \tau h \right) h$$

d'où

$$\tau = p \frac{b}{8} \left(\frac{4fh - b}{h^2} \right)$$

La hauteur h de la voûte est déterminée en se fondant sur l'hypothèse que la résistance au glissement τ soit maximale. On forme donc la dérivé première par rapport à h de l'expression de τ :

$$\frac{d\tau}{dh} = p \frac{b}{8} \left(-\frac{4f}{h^2} + \frac{2b}{h^3} \right) = 0 \quad \text{d'où} \quad \boxed{h = \frac{b}{2f} = \frac{b}{2 \operatorname{tg} \phi}}$$

En introduisant cette valeur dans l'expression de τ , on obtient

$$\tau = \frac{p f^2}{2}$$

Puis en substituant ces dernières formules dans l'équation exprimant les conditions aux limites.

$$T = N = p \frac{b}{2} f - \tau h$$

On aura :

$$T = N = p \frac{b}{2} f - p \frac{f^2 b}{2 \cdot 2f} = p \frac{b f}{4}$$

Ainsi, on arrive à l'équation de la parabole.

$$\frac{p x^2}{2} = T y = \frac{p b f}{4} y \quad , \quad y = \frac{2 x^2}{b f}$$

La force pressante qui s'exercera donc sur l'excavation sera égale au poids de la masse de terre ou de rocher qui se trouve à l'intérieur de la parabole, étant donné que les masses extérieures ne pèsent pas sur l'évidement.

La surface délimité par la parabole est : $S = 2 \cdot b \cdot h / 3$

Le poids des matériaux rapporté à la longueur unitaire :

$$P = \gamma \cdot S = \frac{2}{3} \cdot b \cdot h \cdot \gamma$$

et en y introduisant la valeur de $\boxed{h = b/2 \operatorname{tg} \phi}$

On obtient :

$$P = \frac{b^2 \gamma}{3 \operatorname{tg} \phi}$$

c'est à dire :

$$P = \gamma \frac{b}{2f}$$

Dans les terrains cohérents $f = \operatorname{tg} \phi + \frac{c}{\sigma_c}$ et dans le rocher $f = \frac{\sigma_k}{100}$

où σ_c exprime la résistance à la compression simple

σ_k la résistance d'un cube de rocher.

(voir tableau)

Le choix du coefficient de résistance doit être fait en tenant compte non seulement de la qualité du rocher, mais également de l'état dans lequel il se trouve.

La théorie de protodiabonov est surtout satisfaisante pour des profondeurs telles que :

$$\frac{b}{2 \operatorname{tg} \phi} < H < \frac{b}{\operatorname{tg} \phi}$$

Lorsque la hauteur de couverture est plus faible, le soutient devrait être dimensionné en tenant compte de la pression géotatique totale ($P_v = \gamma \cdot H$)

Malgré les bons résultats qu'elle a donné lors de son utilisation, deux critiques peuvent principalement être formulées à son égard :

1 - D'après la formule, la hauteur de la voûte de soulagement est une fonction linéaire de la largeur. En réalité, la relation existant entre ces deux termes est plus compliquée.

2 - Le choix des coefficients, basé sur les tableaux, n'est pas suffisamment précis, et peut donner lieu à des interprétations dont les résultats peuvent varier entre des limites très étendues.

6.2 - Prédimensionnement des ouvrages souterrains par la classification des massifs rocheux.

Après la présentation des différentes méthodes de calcul des pressions déterminantes et les théories qui les régissent pour le dimensionnement des profils des tunnels, le présent paragraphe expose la méthode empirique actuellement la plus utilisée, à savoir celle de Z. BIENIAWSKI.

Z. BIENIAWSKI (1973, 1983) utilise cinq paramètres pour classer les roches :

- 1 - La résistance à la compression simple ou essai Franklin pour les roches dures.
- 2 - Le R.Q.D. pour caractériser la qualité du rocher.
- 3 - L'espacement des joints, le terme joint comprend tous les types de discontinuités (stratifications, schistosités, fractures, diaclases).
- 4 - La nature des joints
- 5 - Les venues d'eau.

Chaque paramètre reçoit une note (voir tableau 3.5) pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité du rocher.

Cette appréciation générale de la qualité du rocher doit ensuite être ajustée pour tenir compte de l'orientation de la fracturation (voir tableau 3.6)

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux, et ajustement pour tenir compte de l'orientation de la fracturation, on utilise le tableau 3.7 pour connaître :

- la classe du rocher (de très bon à très médiocre).

- le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement. On peut également utiliser la figure

La note globale obtenu permettant de connaître la classe de rocher est couramment appelée "Roch Mass Ratings" ou "R.M.R".

Pour chaque classe de rocher Z. BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place (tableau 3.8)

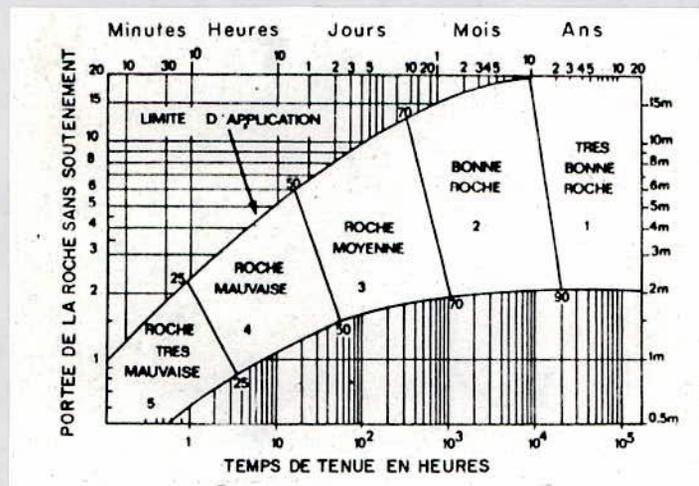


Tableau 3.5
Méthode de Z. BIENIAWSKI
Paramètres de classification des roches et notes de pondération

PARAMETRES			COEFFICIENTS						
1	Résistance de la roche	Indice Franklin	> 8 MPa	4 - 8 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	> 200MPa	100-200MPa	50-100MPa	25-50MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D.		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		> 3 m	1 - 3 m	0,3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 m		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continues Epontes en contact Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes altérées	Surfaces lustrées ou remplissage < 5 mm ou Joint ouvert 1 à 5 mm Joints continus	Remplissage mou > 5 mm ou Joints ouverts > 5 mm Joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau	< 25 l/min	25-125 l/min	> 25 l/min			
		Pression d'eau contrainte principale	0	0,0 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5			
		Hydro-géologie	Complètement sec	suintements (eau interstitielle)	pression d'eau modérée	problèmes sérieux de venues d'eau			
	Note		10	7	4	0			

Tableau 3.6
Note d'ajustement pour l'orientation des joints

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Pendage 0-20°
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 défavorable	Moyen	Défavorable

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

Tableau 3.7
Classe de rocher suivant la classification de Z. BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement

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

Tableau 3.8
Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement
d'après Z. Bieniawski
(tunnels de 5 à 12 m de portée, excavés à l'explosif)

Classe de la roche	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETÉ			CINTRES METALLIQUES	
	Espace-ment	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espace-ment
1	GÉNÉRALEMENT PAS NÉCESSAIRE						
2	1,5-2,0 m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	non rentable	
3	1,0-1,5 m	treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	cintres légers	1,5-2,0 m
4	0,5-1,0 m	treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espace-ment	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0,7-1,5m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0,7 m

(1) diamètre des boulons : 25mm, longueur : 1/2 diamètre du tunnel, scellement réparti à la résine

Conclusion.

Devant l'élaboration de ce modeste travail, il m'a été permis de s'apprécier les différents stades d'exécution du tunnel, et les différents problèmes rencontrés.

Et à travers de ce travail, j'ai pu serrer les différentes théories des manifestations des terrains et en particulier celles relatives à la pression géologique.

Je tiens à remercier tous ceux qui m'ont aidé à sa réalisation et en particulier M^{re} RABAH BELOULOU qui m'a orienté vivement.

Adel

ANNEXE

- Calcul de la surface de creusement du tunnel

** Calcul de la surface de creusement de la demi-section supérieure (voir figure ci-après) :

$$\text{Surface OAB} = \frac{T \times R \bullet \times 60^\circ}{360^\circ} = 14,43 \text{ m} \bullet$$

$$\text{Surface OAC} = \frac{R \times \text{Cos}30^\circ \times R \times \text{Sin}30^\circ}{2} = 5,97 \text{ m} \bullet$$

$$\text{Surface ADE} = \frac{1,9 \times 1,9 \text{ tg}30^\circ}{2} = 1,04 \text{ m} \bullet$$

$$\text{Surface DFG} = \frac{0,210 \times 0,414}{2} = 0,04 \text{ m} \bullet$$

$$\text{Surface DGHC} = 0,431 \times 0,414 = 0,18 \text{ m} \bullet$$

$$\text{Surface OJIH} = 0,15 \times 4,96 = 0,74 \text{ m} \bullet \text{ (avec un signe négatif)}$$

$$= 20,92 \text{ m} \bullet$$

Surface de la galerie de reconnaissance SRG = 3,4 x 3,2 = 10,88 m•

Surface de creusement de la demi section supérieure (S1) = 41,84 - 10,88 = 30,96m•

$$S1 = 31,0 \text{ m•}$$

**** Calcul de la surface de la demi-section inférieure (Voir figure ci-après).**

$$\text{Surface JKLM} = 3,070 \times 4,215 = 12,94 \text{ m•}$$

$$\text{Surface KON} = \frac{(4,215 + 0,745) \times 0,61}{2} = 1,51 \text{ m•}$$

$$\text{Surface MIL} = \frac{0,745 \times 3,07}{2} = 1,14 \text{ m•}$$

$$= 15,59 \text{ m}^2$$

Surface de la demi section inférieure (S2) = 2 = 31,18 m2

$$S2 = 31,2 \text{ m•}$$

- La surface total du tunnel (s) est égale :

$$S = S1 + S2 + SGR$$

APPLICATION :

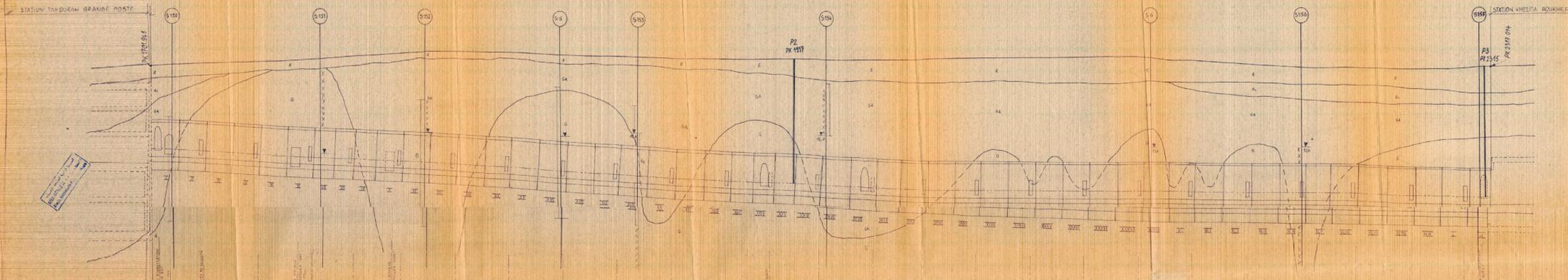
$$S = 31 + 31,2 + 10,8 = 73 \text{ m}^2$$

$$S = 73 \text{ m}^2$$

BIBLIOGRAPHIE

- [1] AVANT PROJET DETAILLE (APD)
NOTICE - MAI 86 EMA
- [2] ETUDE DE REALISATION D'UN PREMIER TRONÇON DE TUNNEL
(LOT 1+2) DE LA LIGNE N°1 DU METRO D'ALGER.
- [3] METRO D'ALGER. ETUDES DE CONCEPTIONS ET D'INGENIERIE
LIGNE 1 PHASE 1 - AOUT 1984 (RAPPORT DEFINITIF)
- [4] MEMOIRE TECHNIQUE 7.06
ETUDE DE REALISATION D'UN PREMIER TRONÇON DE TUNNEL
DE LA LIGNE N°1 DU METRO D'ALGER OCTOBRE 1988
- [5] TRAITE DE CONSTRUCTION DES TUNNELS
K. SZECHY ED DUNOD 1970
- [6] DOSIER PILOTE DES TUNNELS
3. GENIE CIVIL
CENTRE D'ETUDE DES TUNNELS ED 1976
- [7] RAPPORT, DETERMINATION DES PARAMETRES GEODYNAMQUES
METRO D'ALGER NOVEMBRE 83
- [8] OUVRAGES SOUTERRAINS
CONCEPTION - REALISATION - ENTRETIEN 1988
- [9] CONTRIBUTION TECHNOLOGIQUE AU CREUSEMENT D'UN TUNNEL
(CAS DU METRO D'ALGER) PAR CHABAN SAÏD ENP JUIN 88
- [10] PRATIQUE DES EXPLOSIFS
PAR CHRISTRON SAINT-ARROMAN EYROLLES 1977
- [11] PRECIS DE FORAGE DES ROCHES
KURT HERRMAN DUNOD 1971
- [12] ELABORATION DE LA TECHNOLOGIE, DE LA MECANISATION
ET DE L'ORGANISATION DU CREUSEMENT DE L'OUVRAGE MINIER
SOUTERRAIN HORIZONTALE A L'EXPLOSIF. PAR IDRIS MOULOUD ANAR
ENP JUIN 87.
- [13] MOYENNO DES MINES ET CARRIERES
REGIE PUBLICITE INDUSTRIELLE 1990
- [14] MONOGRAPHIE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE LA REGION D'ALGER
KHALED BENALLAL ET KAMEL OURABIA. - OPU -
- [15] REVUE. TUNNEL ET OUVRAGES SOUTERRAINS
NUMERO SPECIALE AVRIL 81
- [16] SEMINAIRE TUNNELS. 14/15 DECEMBRE 1987
ENTP KOUBA (ALGERIE) PAR J. GUILLAUME
- [17] COURS DE MACHINES MINIERES
L'AGERAGE DANS LES MINES 1992
- [18] SORGIS. LES VENTILATEURS SECONDAIRES
COGEMA COUSTIQUE

- [19] PROJET D'EXPLOITATION SOUTERRAINE DU GISEMENT DE FER
POUR LES CONDITIONS DE L'ENTREPRISE MINIERE DE BOUKHADRA
PAR M.^r BELOULOU RABAH JUIN 84.
- [20] INFLUENCE DES TRAVAUX SOUTERRAINS A L'EXPLOIT EN
SITE URBAIN SUR LES OUVRAGES EN SURFACE.
(CAS DU METRO D'ALGER). PAR DALEK FARID ENP JUIN 91
- [21] GUIDE D'UTILISATION TORO 4000
TORO 1500
- [22] ENCYCLOPEDIA UNIVERSALIS
FRANCE S.A. 1980.
- [23] LEXIQUE GEOTECHNIQUE.
N. COLAS. EYROLLES. 1980.
- [24] MARCHE RELATIF AUX TRAVAUX DE GENIE CIVIL
GROS OEUVRE - TUNNEL - LOT1 + LOT2.
TRONÇON B
NOTE DE CALCUL SOUTÈNEMENT PROVISOIRE
COS 1.2. 03/92.



NIVEAU DE COMPRESSION 1000 =

NIVEAU DU SOL [-]

NIVEAU DU RAIL [-]

KILOMÈTRES ET HÉCTOMÈTRES

DISTANCES CUMULÉES [-]

TRACE EN PLAN

TRACE EN PROFIL

EMPLANTISSEMENT DES JOINTS

ÉPAISSEUR DE LA COUVERTURE (m)

ÉPAISSEUR QUATERNAIRE (m)

ÉPAISSEUR QUARZITIQUE (m)

NATURE DES ROCHES

ACCIDENTS TECTONICO-STRUCTURAUX

ALÉRIANISATION DES ROCHES

CLASSIFICATION DES DISCONTINUITÉS

ORIENTATION DES DISCONTINUITÉS

DÉCLIVITÉ DES DISCONTINUITÉS

HYDROGÉOLOGIE

EXTENSION DES DOSSIER

500	505	510	515	520	525	530	535	540	545	550	555	560	565	570	575	580	585	590	595	600	605	610	
GNEISS		GNEISS		GNEISS		GNEISS		GNEISS		GNEISS		GNEISS		GNEISS		GNEISS		GNEISS		GNEISS		GNEISS	
AM2 / AM3		AM3 / AM5		AM2 / AM3		AM4 / AM5		AM4		AM2 / AM3		AM4 / AM3		AM2 / AM5		AM2		AM4 / AM5		AM2 / AM3		AM3 / AM5	
N4		N4		N4		N4		N4		N4		N4		N4		N4		N4		N4		N4	
54 / 86		53 / 54		54 / 55		53 / 54		54 / 55		54 / 55		54 / 55		54 / 55		53 / 54		54 / 55		53 / 54		54 / 55	
R2		R3a		R4		R2		R3b		R4		R3a		R2		R2		R3b		R2		R3b	

L	E	G	E	N	D	E
<p>Altération</p> <ul style="list-style-type: none"> AM1 peu altérée AM2 légèrement altérée AM3 moyennement altérée AM4 très altérée AM5 complètement altérée 	<p>Altération</p> <ul style="list-style-type: none"> AM1 peu altérée AM2 légèrement altérée AM3 moyennement altérée AM4 très altérée AM5 complètement altérée 	<p>Altération</p> <ul style="list-style-type: none"> AM1 peu altérée AM2 légèrement altérée AM3 moyennement altérée AM4 très altérée AM5 complètement altérée 	<p>Altération</p> <ul style="list-style-type: none"> AM1 peu altérée AM2 légèrement altérée AM3 moyennement altérée AM4 très altérée AM5 complètement altérée 	<p>Altération</p> <ul style="list-style-type: none"> AM1 peu altérée AM2 légèrement altérée AM3 moyennement altérée AM4 très altérée AM5 complètement altérée 	<p>Altération</p> <ul style="list-style-type: none"> AM1 peu altérée AM2 légèrement altérée AM3 moyennement altérée AM4 très altérée AM5 complètement altérée 	<p>Altération</p> <ul style="list-style-type: none"> AM1 peu altérée AM2 légèrement altérée AM3 moyennement altérée AM4 très altérée AM5 complètement altérée
<p>Discontinuités</p> <ul style="list-style-type: none"> D1 D2 D3 D4 D5 	<p>Discontinuités</p> <ul style="list-style-type: none"> D1 D2 D3 D4 D5 	<p>Discontinuités</p> <ul style="list-style-type: none"> D1 D2 D3 D4 D5 	<p>Discontinuités</p> <ul style="list-style-type: none"> D1 D2 D3 D4 D5 	<p>Discontinuités</p> <ul style="list-style-type: none"> D1 D2 D3 D4 D5 	<p>Discontinuités</p> <ul style="list-style-type: none"> D1 D2 D3 D4 D5 	<p>Discontinuités</p> <ul style="list-style-type: none"> D1 D2 D3 D4 D5
<p>Hydrogéologie</p> <ul style="list-style-type: none"> R1 R2 R3 R4 R5 	<p>Hydrogéologie</p> <ul style="list-style-type: none"> R1 R2 R3 R4 R5 	<p>Hydrogéologie</p> <ul style="list-style-type: none"> R1 R2 R3 R4 R5 	<p>Hydrogéologie</p> <ul style="list-style-type: none"> R1 R2 R3 R4 R5 	<p>Hydrogéologie</p> <ul style="list-style-type: none"> R1 R2 R3 R4 R5 	<p>Hydrogéologie</p> <ul style="list-style-type: none"> R1 R2 R3 R4 R5 	<p>Hydrogéologie</p> <ul style="list-style-type: none"> R1 R2 R3 R4 R5