

15/96

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE - MINIER

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET de Fin D'ETUDES

THEME

TECHNOLOGIE ET MECANISATION  
DE CREUSEMENT D'UN TUNNEL  
CAS DE METRO D'ALGER (TUNNEL -C-)

3 PLANCHES

Proposé et dirigé par :  
DR. MOHAMED  
AGUID BACHAR

Etudié par :  
HAOUES HACENE

PROMOTION 1996

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
*ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE*

DEPARTEMENT : GENIE - MINIER



PROJET de Fin D'ETUDES

THEME

TECHNOLOGIE ET MECANISATION  
DE CREUSEMENT D'UN TUNNEL  
CAS DE METRO D'ALGER ( TUNNEL -C- )

Proposé et dirigé par :  
DR. MOHAMED  
AGUID BACHAR

Etudié par :  
HAOUES HACENE

PROMOTION 1996

## DEDICACE



Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect:

- A ma mère « en reconnaissance de son sacrifice qui à été consenti envers moi depuis mon plus jeune âge ».
- A mon père.
- A mes frères: A/kader-Amar-Brahim-Laâla.
- A mes soeurs:Khadra-Nora-Messaouda.
- A toute ma famille.
- A tous mes amis et surtout à Rachid Boutchicha.

**H. HAOUES**



# REMERCIEMENTS

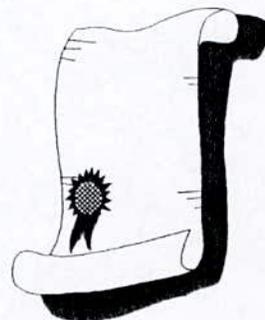
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

Au terme de ce mémoire, je voudrais remercier tous ceux qui, directement ou indirectement, ont contribué à l'élaboration de cette étude.

- M. MOHAMED AGUID BACHAR, mon promoteur.
- Tous les enseignants du département GENIE MINIER.
- Tous les membres de la bibliothèque surtout M. MAHMOUD.
- M. NADIR NACER et M. MUSTAPHA TAZAIRT ingénieurs à l'entreprise COSIDER(chantier Métro d'Alger) pour avoir mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour la réalisation de ce travail.
- Melle BOUNOUA ingénieur géologue à l'E.M.A.
- M. ZERMANI.M ingénieur à l'entreprise COSIDER.
- M. TOUFIK BOUGUEROUA.

Enfin je remercie tout ce qui y ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

**HAOUES Hacene**



# Sommaire

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
<b>chapitre I: Reconnaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique du site</b>	
A - Introduction.....	2
B - Géologie régionale d'Alger .....	2
C - Hydrogéologie régionale d'Alger .....	3
D - Géologie locale .....	4
E - Hydrogéologie locale .....	4
F - Sismicité.....	5
G - Etude géotechnique.....	6
H - Galerie de reconnaissance.....	14
<b>Chapitre II : Description historique et technique du métro d'Alger</b>	
A - Historique du métro d'Alger.....	16
B - Lancement des études du métro d'Alger.....	17
C - Description technique de l'ouvrage.....	18
<b>Chapitre III : Classification des massifs rocheux et prédimensionnement de l'ouvrage souterrain</b>	
A - Introduction.....	21
B - Classification des massifs rocheux et prédimensionnement de l'ouvrage souterrain.....	22
C - Conclusion générale.....	34
<b>Chapitre IV : Les différents modes de creusement</b>	
A - Construction.....	36
A-2 Différents modes de construction.....	37
A-2-1 Creusement en pleine section.....	37

A-2-2 Creusement en demi section supérieure.....	37
A-2-3 Creusement en sections divisées.....	38
<b>B - différents modes de creusement.....</b>	<b>38</b>
<b>B - 1 Creusement des terrains durs à l'explosif.....</b>	<b>39</b>
<b>B - 2 Creusement à l'aide du tunnelier.....</b>	<b>51</b>
<b>B - 3 Creusement à l'aide des machines à attaque ponctuelle.....</b>	<b>73</b>
<b>C - Soutènement.....</b>	<b>75</b>
<b>D - L'Utilisation de la méthode des éléments finis dans les tunnels.....</b>	<b>98</b>
 <b>Chapitre v : Le choix de la méthode de réalisation</b>	
<b>A - Creusement.....</b>	<b>102</b>
<b>B - Evacuation des déblais.....</b>	<b>106</b>
<b>C - Soutènement provisoire.....</b>	<b>107</b>
<b>D - Soutènement définitif.....</b>	<b>108</b>
<b>E - Installation du chantier.....</b>	<b>109</b>
<b>F - Détermination des moyens de réalisation.....</b>	<b>111</b>
<b>G - Ventilation.....</b>	<b>116</b>

**CONCLUSION GENERALE**

**ABREVIATION**

**BIBLIOGRAPHIE**

**ANNEXE**

# ABREVIATIONS UTILISEES

---

R.A.T.P: Transport Parisien

S.N.T.F: Société Nationale de Transport Ferrovier

R.S.T.A : Régie Sociale des Transports Algériens

SOFRETU: Societe Francaise d'Etude et de Réalisation des Transports Urbains

E.M.A: Entreprise du Métro d'Alger

A.P.D: Avant projet détaillé

A.P.S: Avant projet sommaire

G.I.C.O: Entreprise Italienne

COSIDER: Entreprise de construction pour la sidérurge

GENI-SIDER: Entreprise de génie civil pour la sidérurgie

A.F.T.E.S: Association française des travaux en souterrain

N.M.A : Nouvelle Méthode Autrichienne.

B.P: Béton Projeté

M.E.F : Méthode des Eléments finis

# INTRODUCTION GENERALE

---

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Aujourd'hui, les grandes villes sont confrontées aux problèmes d'encombrement dans la construction et du transport urbain.

La ville d'Alger n'échappe non plus à ce problème, ceci n'est pas dû principalement au manque de moyens mais plutôt au manque d'infrastructures de transport qui se pose actuellement. Ce problème peut être résolu par des solutions souterraines : Voirie souterraine, métro, réseaux divers, parking ...Etc..

Ces solutions passent par la création d'une liaison entre deux points en vue d'instaurer de possibilité de transport ou de communication par l'élimination des obstacles topographiques qui les séparent.

Actuellement l'évolution de la construction des infrastructures souterraines du transport dans les grandes villes, à des atouts majeurs à cause de l'accélération du rythme de construction des tunnels, avec l'utilisation des nouvelles techniques qui permettent un avancement journalier rapide du creusement et assurant en même temps la stabilité des ouvrages souterrains.

La proposition d'une technologie avancée à cet effet constituera le contenu de notre présent travail.

# I RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE, HYDROGEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DU SITE



## A- INTRODUCTION : [2]

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont, plus que toutes autres, 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 de soutènements et de revêtements, mais de plus, leur connaissance permet de faire face à des problèmes imprévus, par exemple, la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression, c'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, voir même la faisabilité de l'ouvrage.

De plus, l'étude géologique et hydrogéologique constitue un complément aux études géotechniques. Cette dernière permet de connaître les paramètres physiques et mécaniques et de définir les méthodes d'excavation, le dimensionnement, les précautions particulières et les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

## B- GEOLOGIE REGIONALE D'ALGER: [8 ][12]

Deux unités géologiques constituent le sous-sol de la ville d'Alger; elles diffèrent par leur nature et leur âge.

- Le nord est constitué d'un massif cristallophyllien d'âge primaire ( il comprend des schistes , des quartzites et des gneiss) , qui forme un massif allongé de l'est a l'ouest sur 20 Km .

- Le sud est constitué d'une série sédimentaire âge tertiaire ( comprend des grès , des conglomérats et des marnes ); cette série désigne un anticlinal orienté nord-est , sud - ouest , il est oblique par rapport au domaine cristallophyllien et se prolonge en position synclinale dans le bassin de la Mitidja. ( fig .1)

Les mouvements tectoniques ont mis en place des plis représentés par l'anticlinal du Sahel et le synclinal de la Mitidja et des failles affectant l'ensemble .

### **C - HYDROGEOLOGIE REGIONALE :[8][12]**

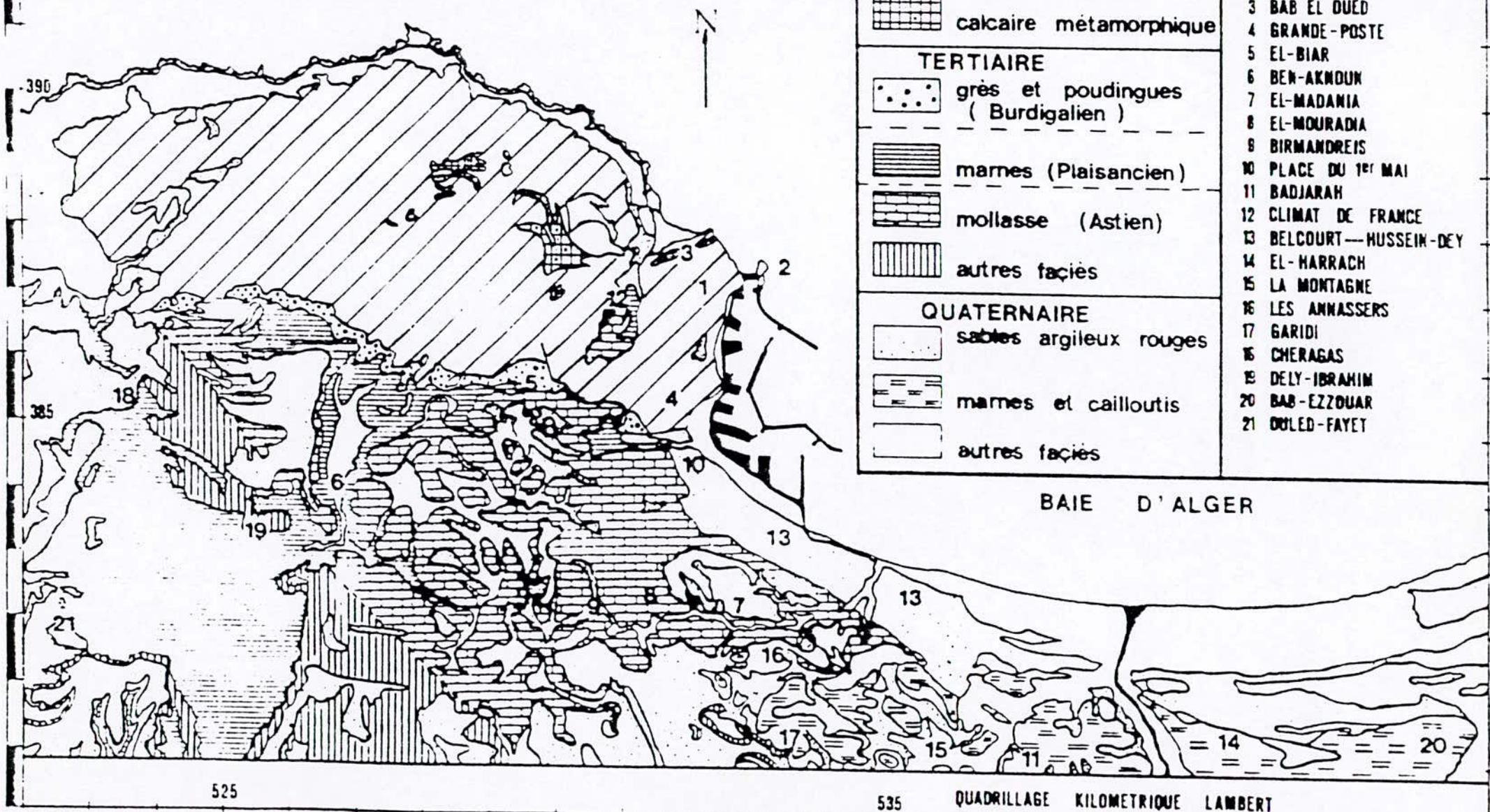
Il existe dans le socle métamorphique d'Alger ( massif cristallophyllien âge primaire ) un réseau hydrique localisé dans les fissures, les fractures et les diaclases.

A des profondeurs très variées les niveaux d'eau, mis en évidence par levés piézométriques, montrent l'absence d'une nappe continue mais qui traduit aussi l'existence de circulation locale comme en témoignent les puits domestiqués que l'on rencontre à la Casbah.

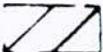
La molasse astienne ( tertiaire ) représente l'aquifère le plus important de la région algéroise, ce dernier est mis en évidence à cause de l'existence de puits dans cette formation et par les résurgences au niveau des marnes qui constituent le mur de la nappe astienne.

# CARTE GEOLOGIQUE D'ALGER

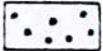
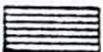
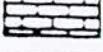
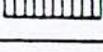
( d'après A. AYME 1964 )



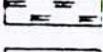
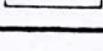
## SOCLE

-  schistes . gneiss ...
-  calcaire métamorphique

## TERTIAIRE

-  grès et poudingues  
( Burdigalien )
-  marnes (Plaisancien)
-  mollasse (Astien)
-  autres faciès

## QUATERNAIRE

-  sables argileux rouges
-  marnes et cailloutis
-  autres faciès

## QUARTIERS

- 1 CASBAH
- 2 AMIRAUTE
- 3 BAB EL DUED
- 4 GRANDE-POSTE
- 5 EL-BIAR
- 6 BEN-AKDOU
- 7 EL-MADANIA
- 8 EL-MOURADIA
- 8 BIRMANDREIS
- 10 PLACE DU 1<sup>er</sup> MAI
- 11 BADJARA
- 12 CLIMAT DE FRANCE
- 13 BELCOURT—HUSSEIN-DEY
- 14 EL-HARRACH
- 15 LA MONTAGNE
- 16 LES ANNAISSERS
- 17 GARIDI
- 18 CHERAGAS
- 19 DELY-IBRAHIM
- 20 BAB-EZZOUAR
- 21 OULED-FAYET

BAIE D'ALGER

525

535

QUADRILLAGE KILOMETRIQUE LAMBERT

## **D - GEOLOGIE LOCALE : [8][12][10]**

La reconnaissance géologique est basée principalement sur les résultats des sondages carottés et d'autre part sur la visite de la galerie de reconnaissance.

La station " Khelifa Boukhalefa" et les 140 premiers mètres du tunnel creusés en direction de "C.H.U Mustapha - Bacha" sont constitués de schistes fortement injectés de quartzites et présentant un degré de fracturations et d'altérations variables. A ces endroits la couverture du sol est constituée de schistes ou gneiss, de colluvion et de remblais.

Le reste du tracé est implanté dans les marnes bleues du plaisancien, cette marne est dure, compacte, fracturée et saine, la fracturation est parfois diffuse et intense, avec des plans de fracturation plats, lisses et généralement sans remplissage, avec un pendage généralement vers le Nord.

Au-dessus de la marne, la couverture est constituée d'alluvions et colluvions avec une puissance moyenne de 8 m qui diminue pour ne faire que 3 m environ au droit de la station Mustapha -Bacha.(Carte 1 ) ( fig.2)

## **E - HYDROGEOLOGIE LOCALE: [8][12]**

D'après la carte géologique à 1/50000 d'AYME (1964 ) (fig.1) La molasse couvre des étendues importantes sur des épaisseurs variables. Cette extension lui permet de former un grand impluvium qui favorise l'infiltration des eaux dans les terrains de bonne perméabilité. La molasse est qualifiée de sableuse mais en réalité c'est une formation hétérogène dans la quelle on distingue des niveaux sableux plus au moins cimentés et des bancs consolidés calcaires.

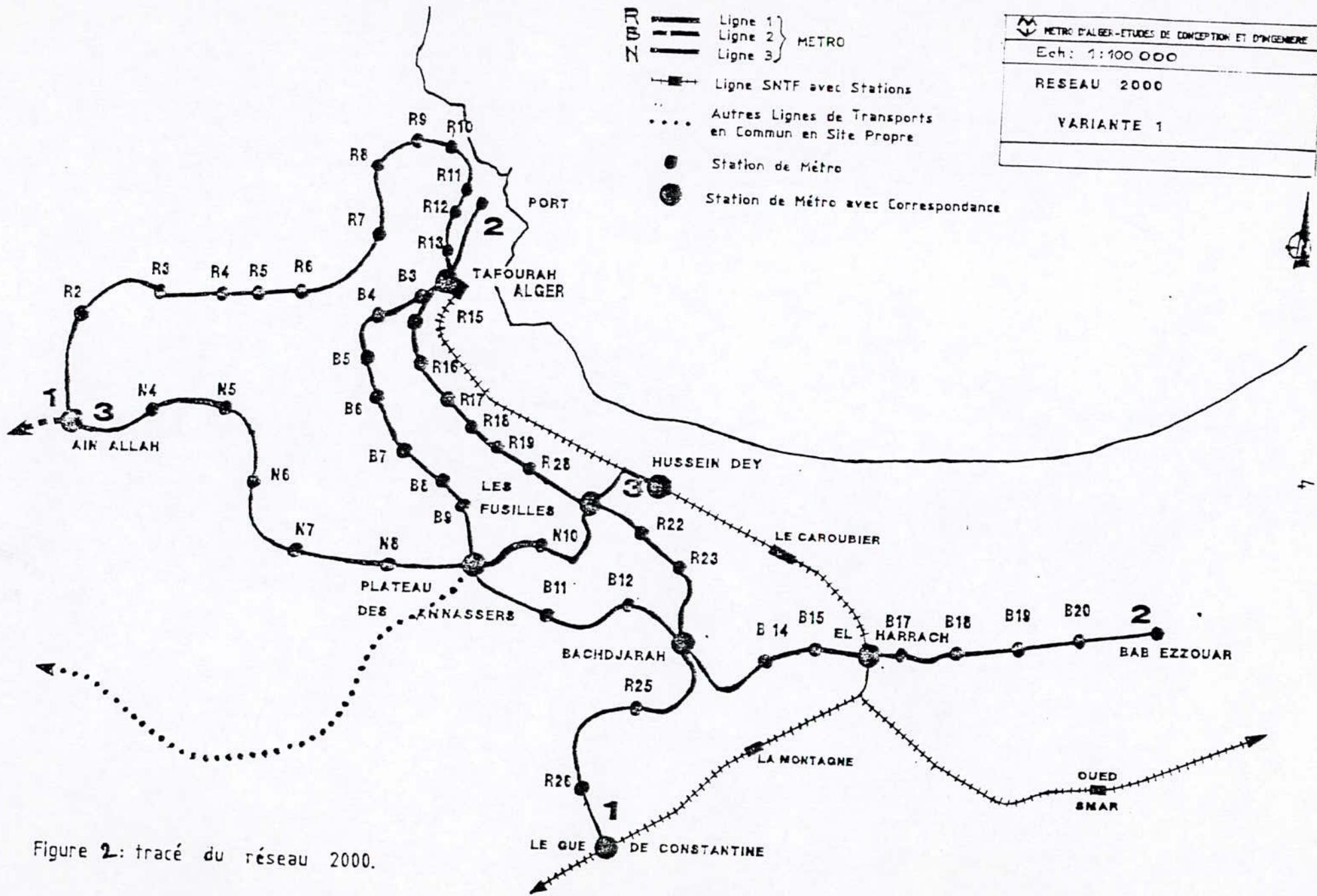


Figure 2: tracé du réseau 2000.

Cette formation présente deux types de perméabilités :

- Une perméabilité d'interstices variés suivant l'hétérogénéité de la roche.
- Une perméabilité de fissures.

Cette combinaison offre à la molasse une grande perméabilité permettant ainsi une bonne infiltration des eaux. Cette eau s'infiltré jusqu'à atteindre un niveau imperméable et réapparaît sous forme :

- De résurgence lorsqu'elle atteint la marne plaisancienne affleurante.
- De suintements lorsqu'elle rencontre une passée argilo-sableuse dans la molasse même.

#### **F- SISMICITE : [2][8]**

L'expérience actuelle montre, que les ouvrages enterrés ont généralement un bon comportement en cas de séisme. Toute fois il est généralement qu'un certain nombre de précautions est à prendre, aussi bien du point de vue du dimensionnement des structures que des liaisons entre parties d'ouvrages et ceci dans les zones ou il y a :

- Franchissement de failles.
- Partie peu profonde affectée de phénomène de glissement superficiel de terrain.
- Contextes d'ouvrages exécutés en tranches ouvertes.

Ainsi on adaptera un « surgabar it » et des joints transverses afin de ménager des possibilités de réparation simple et de réalignement géométrique après un éventuel séisme. La région d'Alger a été le site de plusieurs événements sismiques dans le passé. parmi les plus dévastateurs :

- Celui de Janvier 1365.

- Le séisme de 5 Novembre 1924 qui a eu comme épicentre l'arête de l'anticlinal du Sahel.

L'inconvénient de la structure géologique de la région algéroise est qu'elle ne présente pas de déformations de sols en surface, pas d'accidents tectoniques majeurs (failles, décrochements, ..etc.), qui peuvent servir de guide pour une analyse tectonique et structurale.

Mais d'une manière générale on peut dire que les épencentres des séismes jalonnent les principaux axes anticlinaux et que les séismes sont d'autant plus fréquents que les plissements sont plus récents.

## **G - ETUDE GEOTECHNIQUE : [8][12] [2] [5]**

**Campagne de reconnaissance** : Cette campagne de reconnaissance présente plusieurs étapes et objectifs :

- Sondages carottés.
- Essais géophysiques.
- Essais pressiométriques.
- Essais de perméabilité.

La campagne de reconnaissance permet :

- La reconnaissance géologique et structurale du sous sol.
- L'estimation de l'influence de creusement du tunnel sur l'urbanisation avoisinante.
- La détermination des caractéristiques dynamiques de chaque sol, et la modélisation de leurs comportements.

- L'estimation de la stabilité des fronts de taille au cours du creusement ( court et long terme ).
- L'estimation de la perméabilité des sols autour du tunnel.

### **G - 1 SONDAGE CAROTTES :**

La réalisation de trois sondages carottés ( T1, T2, T3 ) ( Carte N° 2 ) permet de mettre en évidence un sous sol composé de cinq ensembles géologiques :

- R : remblais.
- L : limons.
- S : sables grossiers.
- G : grès.
- MB : Marne bleues,

### **Commentaire :**

La structure géologique déduite des coupes de sondages ( T1, T2, T3 ) montre une difficulté de corrélation entre les différents sondages et met en évidence un contexte géologique composé essentiellement de sols meubles avec des mauvaises caractéristiques mécaniques.

### **G -2 ESSAIS GEOPHYSIQUES :**

#### **G -2 -1 Sismique parallèle :**

**Interprétations et commentaire:** La profondeur d'ancrage des pieux des fondations des immeubles R.S.T.A et SONELGAZ confirme que la barre de grès est l'assise ou bien l'horizon de fondation de ces constructions ( Carte N° 2).

De ce fait le creusement du tunnel « C » à une profondeur de 20 m dans les marnes est sans incidence sur le maintien de la stabilité des excavations ainsi que sur les constructions sus - jacantes.

Contrairement à cet état de fait, si les pieux étaient ancrés dans la marne des risques de tassement des fondations sont prévisibles du fait que le creusement du tunnel viendrait changé l'état de contraintes au voisinage du toit de la marne, les constructions ci-dessus transmettraient leur charge sur le tunnel uniquement par une couverture marneuse très faible ( 4 m en moyenne ). ( Carte N° 2)

### **G -2 - 2 Essais CROSS -HOLE :**

#### **Interprétation et résultats analytiques :**

Les résultats des essais peuvent se résumer comme suit :

Tableau N°1

Tranches	$\gamma$ (t / m <sup>3</sup> )	Vp ( m / s)	Vs (m / s)	$\nu$	E (MPa)	G (MPa)	K (MPa)
Remblais 0 ÷ 4 m	1.9	300	150	0.27 0.23	86 380	34 168	63 259
argile sableux 5 ÷ 16 m	1.9	700	250	0.32 0.34	260 668	100 148	250 714
argile marneuse 16 ÷ 19 m	1.9	800 1000	350	0.34 0.42	567 850	200 317	714 945
marne compact 19 ÷ 20 m	1.9	1200	400	0.42 0.49	850 1500	317 580	945 1900

$\gamma$  : Poids volumique, t / m<sup>3</sup>

$V_p$  : Vitesse de compression, des ondes longitudinales, m / s

$V_s$  : Vitesse de cisaillement, des ondes transversales m / s .

$\nu$ : Coefficient de poisson.

E : Module de YOUNG dynamique, MPa.

G : Module de cisaillement, MPa.

K : Coefficient d'incompressibilité, MPa.

Le tableau N°1 nous permet de déduire :

- Un accroissement de la vitesse ( $V_p$ ) avec la profondeur.
- La vitesse ( $V_s$ ) est de 2 à 3 fois moins élevée que la vitesse ( $V_p$ ).
- Le coefficient de poisson  $\nu$  varie de 0.27 à 0.49 donc nous sommes en présence de sol élastiques à rigides.
- Le module de YOUNG dynamique E : varie de 86 MPa pour les remblais superficielles à 1500 MPa pour les marnes argileuses avec une zone de transition de 600 MPa. On remarque la faiblesse de ce module E ( diminution de 670 vers 567 MPa ) ceci explique l'état fissuré des marnes entre 15 et 19 m .
- Le module de cisaillement G est de 2 à 3 fois moins élevée que E. Il est à noter que ce module est conditionné par l'indice des vides et la pression effective s'exerce sur matériau pour les marnes argileuses. Il est compris entre 317 et 580 MPa.
- Le coefficient d'incompressibilité : Ce coefficient K inférieur à E indique que la compression diminue avec la profondeur car K augmente donc le niveau marneux profond reste résistant à la compression alors dans le champ de contraintes triaxial on a vu que ces marnes sont assez compressibles .

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

On peut démontrer mathématiquement à partir de la théorie d'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 de type :

$$\text{Coefficient de poisson } \nu = \frac{V_p^2 - 2 \times V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)}$$

$$\text{module de cisaillement dynamique } G_d = \gamma \times V_s^2$$

$$\text{Module de YOUNG : dynamique } E_d = 2 \times \gamma \times V_s^2 \times (1 + \nu)$$

$$\text{Module de compressibilité volumique } K_d = \gamma \times \left( V_p^2 - \frac{4}{3} V_s^2 \right)$$

$\gamma$  : Densité du matériau  $g / m^3$

**Conclusion :**

La campagne géophysique CROSS - HOLE nous a permis d'estimer les paramètres dynamiques in-situ pour chaque formation géologique.

On peut constater que le comportement prévisible des différents sols s'améliore en allant des couches superficielles ( remblais ) vers les marnes profondes, sauf pour les marnes entre 15 et 19 m qui présentent un module de YOUNG ( E ) faible lié à l'état des marnes à ce niveau.

**G - 3 ESSAIS PRESSIOMETRIQUE :**

**Interprétation et conclusion :** En référence à une norme propre aux sols argileux et marneux, nous avons l'état de la marne en fonction des caractéristiques pressiométriques suivant :

module de YOUNG et pression limite « PI ». (Tableau N° 2).

Tableau N°2

E / PI	Etat de la marne
$15 < E / PI$	Surconsolidé
$8 < E / PI < 15$	Normalement consolidé
$5 < E / PI < 8$	Sous consolidé
$E / PI < 5$	Altéré ou remanié

Après analyse des résultats de la campagne pressiométrique on remarque que le rapport  $E / PI$  est généralement supérieur à 15, donc d'après le tableau N° 2 la marne se trouve en générale à l'état surconsolidé, ceci explique le fait qu'avec 30 bars de pression on n'est pas arrivé à la pression limite de la marne.

Des exceptions peuvent être notées ou le rapport  $E/ PL < 8$  ; Ce qui s'explique par l'état « sousconsolidé » lié à l'hétérogénéité de la marne qui présente des fissures et des niveaux de remaniements ou d'altérations.

#### **G - 4 ESSAIS DE PERMEABILITE :**

Il faut noter que les perméabilités trouvées aussi bien in-situ par la méthode LEFRANC que par les essais de laboratoire sont d'environ  $10^{-4}$  à  $10^{-5}$  m/s: sable.

Ceci peut avoir une influence importante sur les venues des eaux dans la couverture qui sont surtout à craindre d'autant que la marne a cet endroit ( entre 18 et 22 m de profondeur ) qui se trouve à l'état fissurée.

Les discontinuités des marnes serviront ainsi pour des circulations d'eaux locales pouvant induire la réduction des caractéristiques mécaniques (  $C$ ,  $\phi$  ) des marnes ce qui aura une conséquence sur la stabilité des fronts de tailles.

Suivant l'A.F.T.E.S la classification de massifs rocheux selon la perméabilité est présentée dans le tableau N°3 ci après :

Tableau N°3

Classe	Perméabilité m/s	Terme descriptif
K1	$< 10^{-8}$	Très faible à faible
K2	$10^{-8}$ à $10^{-6}$	Faible à Moyenne
K3	$10^{-6}$ à $10^{-4}$	Moyenne à forte
K4	$> 10^{-4}$	Forte à très forte

Comme la perméabilité des marnes est inférieure ou égale à  $10^{-8}$  m/s suivant le tableau N°3 les marnes sont à perméabilité très faible à faible.

### **G-5 LES PARAMETRES GEOTECHNIQUES:**

-Remblais / colluvions :

- Poids spécifique apparent  $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement  $\phi = 25^\circ$ .

- La cohésion  $C = 0$ .
- Teneur en eau  $\omega = 17 \%$ .

Grès / conglomérat:

- $\gamma = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$
- $R_c = 10 \text{ MPa}$ .

Gneiss altéré :

- $\gamma = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$ .
- $R_c = 10 \text{ MPa}$ .
- $\omega = 04 \%$ .
- $\varphi = 35^\circ$ .

Gneiss / schiste:

- $\gamma = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$
- $R_c = 20 \text{ MPa}$

La marne :

Comme le but de notre étude est la technologie et la mécanisation du creusement d'un tunnel dans la partie marneuse de se fait il est très important de déterminer et de connaître dans le détail les paramètres géotechniques de cette marne du plaisancien.

Les paramètres géotechniques des marnes sont :

- $\gamma = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$ .
- Angle de frottement interne  $\varphi_u = 25^\circ$ .
- Angle de frottement effectif  $\varphi' = 30^\circ$ .
- Cohésion  $C_u = 60 \text{ KPa}$ .
- Cohésion effectif  $C' = 40 \text{ KPa}$ .

- limite de liquidité  $w_L = 56 \div 75.5 \%$
- Limite de plasticité  $w_P = 27.1 \div 35.5 \%$
- Indice de plasticité  $I_p = 28.4 \div 40.2 \%$
- Teneur en eau  $\omega = 11.0 \div 30.8 \%$
- Degré de saturation  $S_r = 73 \div 100 \%$
- Capacité portante pour les semelles filantes de la gaine de ventilation  
 $\sigma_{adm}^u = 1000 \text{ KPa}$
- Module pressiométrique  $E_p = 85 \text{ MPa}$
- Module de déformation global in-situ (au vérin à la plaque):
  - $E_{pl} = 150 \text{ MPa}$  à court terme
  - $E_{pl} = 100 \text{ MPa}$  à long terme.

Voir tableau N° 3'

## **H- GALERIE DE RECONNAISSANCE :[2]**

La galerie de reconnaissance permet d'évaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté.

Une telle galerie permet entre autres :

- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillé
- De localiser les venues d'eaux et d'en mesurer les débits ;
- Les essais et mesures géotechniques in-situ ;
- Les mesures de déformations ;
- Les prélèvements des échantillons pour des essais de laboratoire ;
- Dans une section élargir aux dimensions finales, les essais en vraies grandeurs des procédés d'exécution sont envisageables.

Tableau N°3: Les paramètres géotechniques

	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>	$\phi$ (°)	C	$\omega$ (%)	Rc MPa	$\phi_u$ (°)	$\phi'$ (°)	Cu KPa	C' KPa	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	S <sub>r</sub> (%)	$\sigma_{adm}$ KPa	E <sub>pl</sub> MPa	E' <sub>pl</sub> MPa
remblais- alluvions	17	25°	0	17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
grès-conglomérat	25	-	-	-	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Gneiss altéré	25	35	-	0.4	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Gneiss- schiste	25	-	-	-	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Marne	20	-	-	11.0 ÷ 30.8	-	25	30	60	40	56 ÷ 75.5	27.1 ÷ 35.5	28.4 ÷ 40.2	73 ÷ 100	1000	150 à court terme	100 à long terme

On pourra y expérimenter les méthodes de soutènement et d'injection et éventuellement les procédés d'excavation ( plan de tir, rendement d'une machine à forer, à attaque ponctuelle , ...etc. ).

## II ~ DESCRIPTION HISTORIQUE ET TECHNIQUE DU METRO D'ALGER

---

### 1- HISTORIQUE DU METRO D'ALGER [ 9] [5]

Les études de métro d'Alger ont commencé en 1932 , l'étude à été menée en vue de réaliser une ligne de 14 Km entre Bologhine et El-Harrach.

En 1955, la population est passé de 300 000 habitants à 500 000 et la demande de transport à été évoluée à 17 000 voyageurs /heure entre Bab-El Oued et Hussein Dey dans les deux sens.

L'étude menée par la RATP à permis d'envisager que la solution répondant aux exigences futures du site, consiste on la réalisation d'une ligne de métro.

En 1972, l'étude de transport du Comédon confiée au Bureau Britannique Buchanan concluait qu'une sorte de métro de type classique serait la solution la plus appropriée.

En 1977, la SNTF avait reconsidéré le prolongement en tunnel de la voie ferrée entre Tafoura et Bab-El. Oued , mais la RATP recommandait une ligne de métro dans l'hypercentre d'Alger après les études faites pour le compte de la RSTA et SNTF.

En 1981, SOFRETU a fait une étude pour le compte de la RSTA et conclu que la meilleure solution constituant à implanter un système de transport du type métro à l'intérieur des zones denses de la ville.

Ce système assurerait le transport de 40000 voyageurs/heure par sens et dont la première ligne lierait Oued-Koriche et les Annassers et comprendrait 13 stations.

En 1982, après une étude de la RATP / SOFRETU recommandait la création d'un réseau maillé de 3 lignes de métro totalisant 56 Km et 65 stations.

## **B- LANCEMENT DES ETUDES DU METRO D'ALGER :**

La création de l'entreprise métro d'Alger " EMA" entre 1982 et 1984 en cette dernières années on a commencé un projet intitulé réalisation de la ligne 1 phase 1 du métro d'Alger dont les caractéristiques suivantes:

### **\* Ligne 1 :**

La réalisation de la première ligne de ce métro passe par une première phase dont le tracé se trouve entre Oued-Koriche et Hai El Badr (Bach Djarah ) (Fig.2) représente une distance de 12,5 Km présentant 17 stations maillées avec l'ensemble des autres moyens de transport.

Le tracé est sinueux et présente de nombreux raccordements dont le rayon est souvent faible.

La 1ère ligne à pour origine les hauteurs de Oued-Koriche ( Alger Centre ) , Sidi M'Hamed , Hussein Dey pour d'élever d'environ 45 m pour continuer jusqu'à la jonction des communes Hussein Dey, Kouba et Bach Djarah ou se trouve les garages de maintenance.

### **\* Ligne 2 :**

Grande poste - Salah Bouakouir - Place Addis Abéba le Golf - Plateau des Annassers.

### **\* Ligne 3 :**

Hussein Dey vers le Sud - Ouest d'Alger ( Bir Khadem ) .

L'étude de variante de tracé qui devrait prendre en compte au maximum le réseau SNTF et la décision de réaliser une station SNTF terminus grandes lignes à Dar El Beida de façon à minimiser l'investissement à aboutir en Mai 1987 à la recommandation d'une variante dite bonne, celle-ci à été approuvée en Janvier 1988 par le comité des grands équilibres.

La réalisation d'un tel ouvrage de part son emplacement en site urbanisé et sa petite profondeur nécessite une sécurité totale tant pour les immeubles et les infrastructures ( route et ponts ), la ventilation étant assurée par les ouvrages annexes.

## **C- DESCRIPTION TECHNIQUE DE L'OUVRAGE :**

### **C1 - DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :**

Notre tronçon a étudié est une partie du tunnel C ( Khelifa Boukhalfa"PK2,432" à CHU Mustapha"PK 2,711" )limité par les PK 2,600 et PK 2,700 équivalent à une longueur de 100 m et une profondeur moyenne de 16 m .( Voir la carte N° 1).

Il passe sous une infrastructure et une vie urbaine très importante. Sur toute la longueur du tracé du tunnel sont creusés des puits et une galerie de reconnaissance de longueur x largeur = 3,2 x 3m .

L'APS et l'APD ont été effectuées par des bureaux des études français en l'occurrence par SOFRETU et RATP comme maître de l'oeuvre , avec l'ensemble des essais géotechniques dans les galeries et les puits d'attaques en plus des détails de conception et de dimensionnement.

Les travaux de réalisation ont été entrepris par deux entreprises nationales de réalisation : COSIDER et GENI-SIDER en collaboration avec la S.A.E.T.I organisme de contrôle et de suivi.

### **C2 - CHOIX DE LA SECTION :**

Le thème de ce projet de fin étude consiste en l'étude de technologie et mécanisation du creusement d'un tunnel à double voie en site urbain , dans un tel site, on doit minimiser les tassements des ouvrages extérieurs(immeubles, magasins, usines ouvrages d'art , routes , etc. ... ) ainsi on évitera des désordres éventuels dans ces ouvrages comme c'est le cas du tunnel autoroutier de la radial Oued- Ouchaih réalisé par une entreprise Italienne ( GICO ) , toutes les constructions se trouvant sur l'axe du tunnel ont subi des désordres importants.

Ces tassements conditionnent le choix de la méthode de creusement et le type de soutènement. C'est un monotube établie pour des voies de circulation. Le choix s'est porté sur un monotube pour éviter l'effet de pistonement sur les stations et les ouvrages intérieurs et diminue la résistance de l'air à l'avancement du métro , ce qui entraîne une économie sur le carburant et une augmentation de la vitesse réelle du métro. ( fig.3 et fig.4)

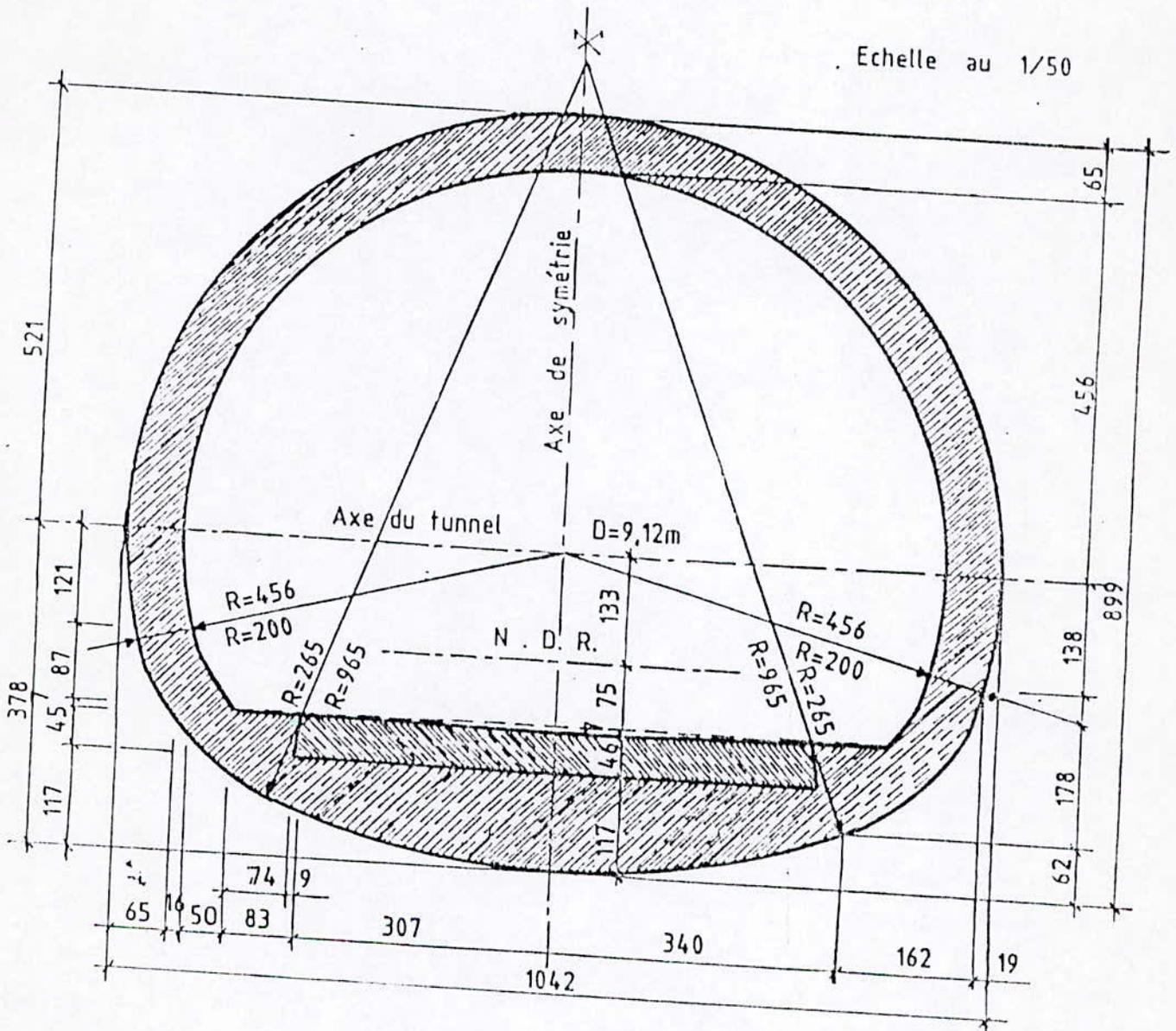


Figure 3 : COUPE TYPE SUR LE REVETEMENT DU TUNNEL  
DANS LES ROCHES TENDRES.

Echelle au 1/50

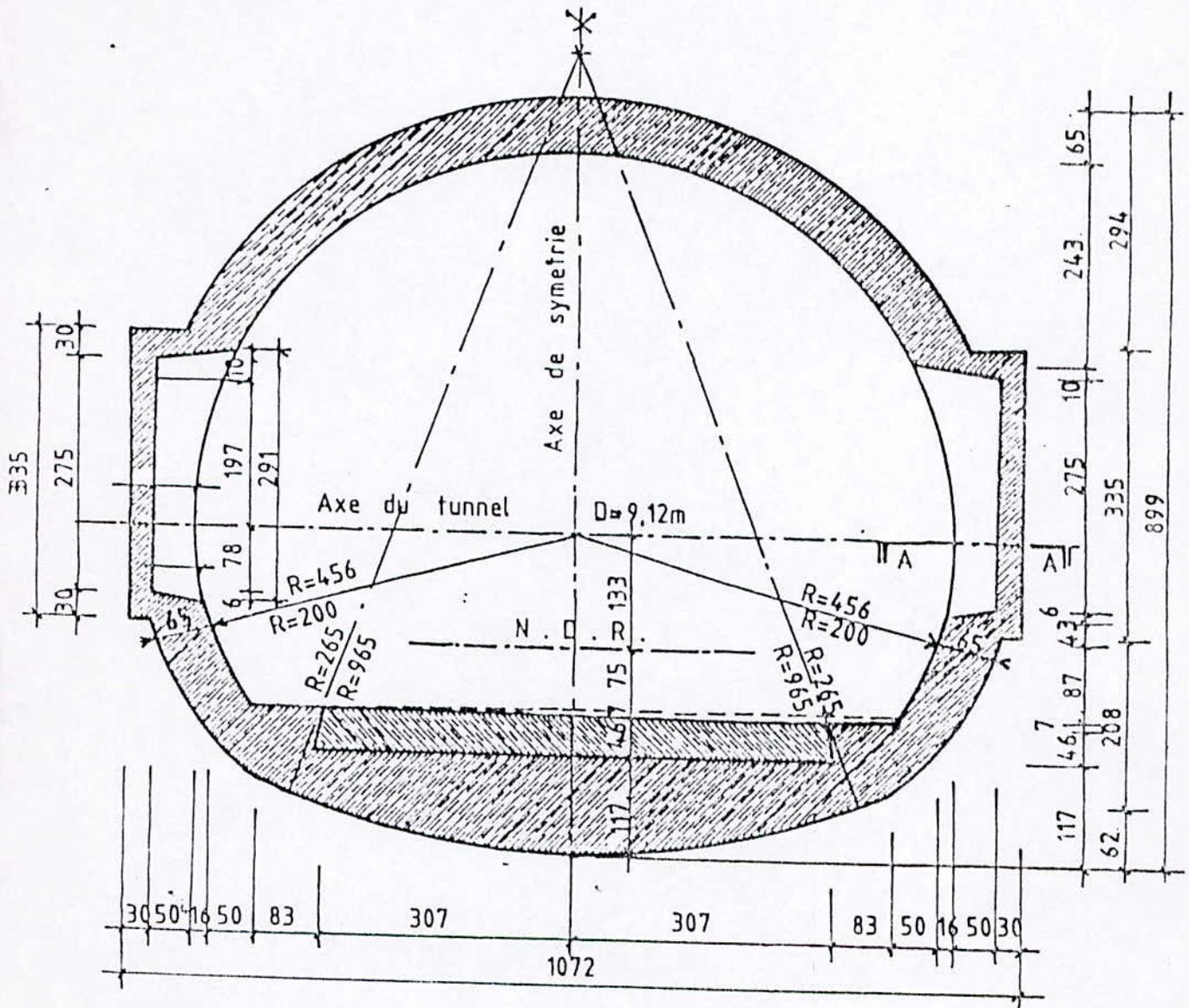


Figure 4: COUPE TYPE SUR LES NICHES DE SECURITE  
DANS LES ROCHES TENDRES.

Si on avait choisi un bitube , on serait dans l'obligation de réaliser des galeries de pistonnement reliant les deux types comme c'est le cas du tunnel sous la manche reliant la France à l'Angleterre , ou des puits d'échappées d'air avant chaque station .

Le tunnel est de forme caquoïde (fig.3 et fig.4 ). Cette forme est actuellement la seule forme parmi toutes les formes existantes qui reprend le mieux les efforts extérieurs, surtout les efforts sismiques. La caquoïde est formée de trois rayons , c'est au fait un assemblage de quatre arcs de cercles. Dans ce cas les rayons:

$$R1 = 4,56 \text{ m}$$

$$R2 = 2,00 \text{ m}$$

$$R3 = 9,00 \text{ m}$$

Les rayons sont à l'intrados du tunnel .

D'une façon générale la section d'un tunnel doit être 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 ( méthode d'excavation)
- 4- La matériau utilisé pour le revêtement , sa résistance ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter.

### **C3- FACTEUR DE CHOIX DU TRACE ET DU PROFIL EN LONG:**

Le tracé en plan (fig.5) et le profil en long (carteN°1) d'un tunnel de transport doivent respecter les conditions imposées par l'utilisation future de l'ouvrage , mais ils sont également conditionnés par :

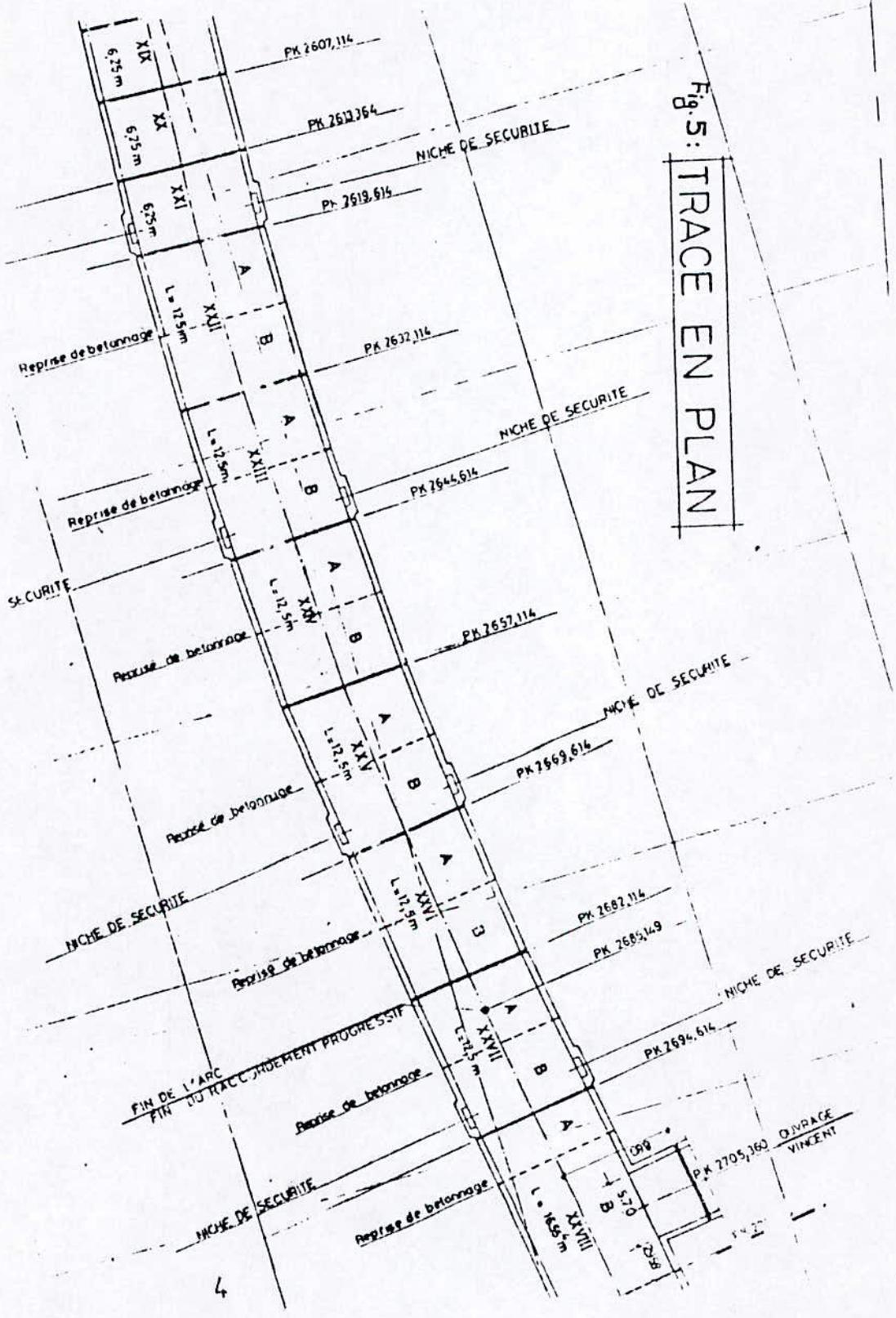


Fig. 5: TRACE EN PLAN

4

OUVRAGE VINCENT

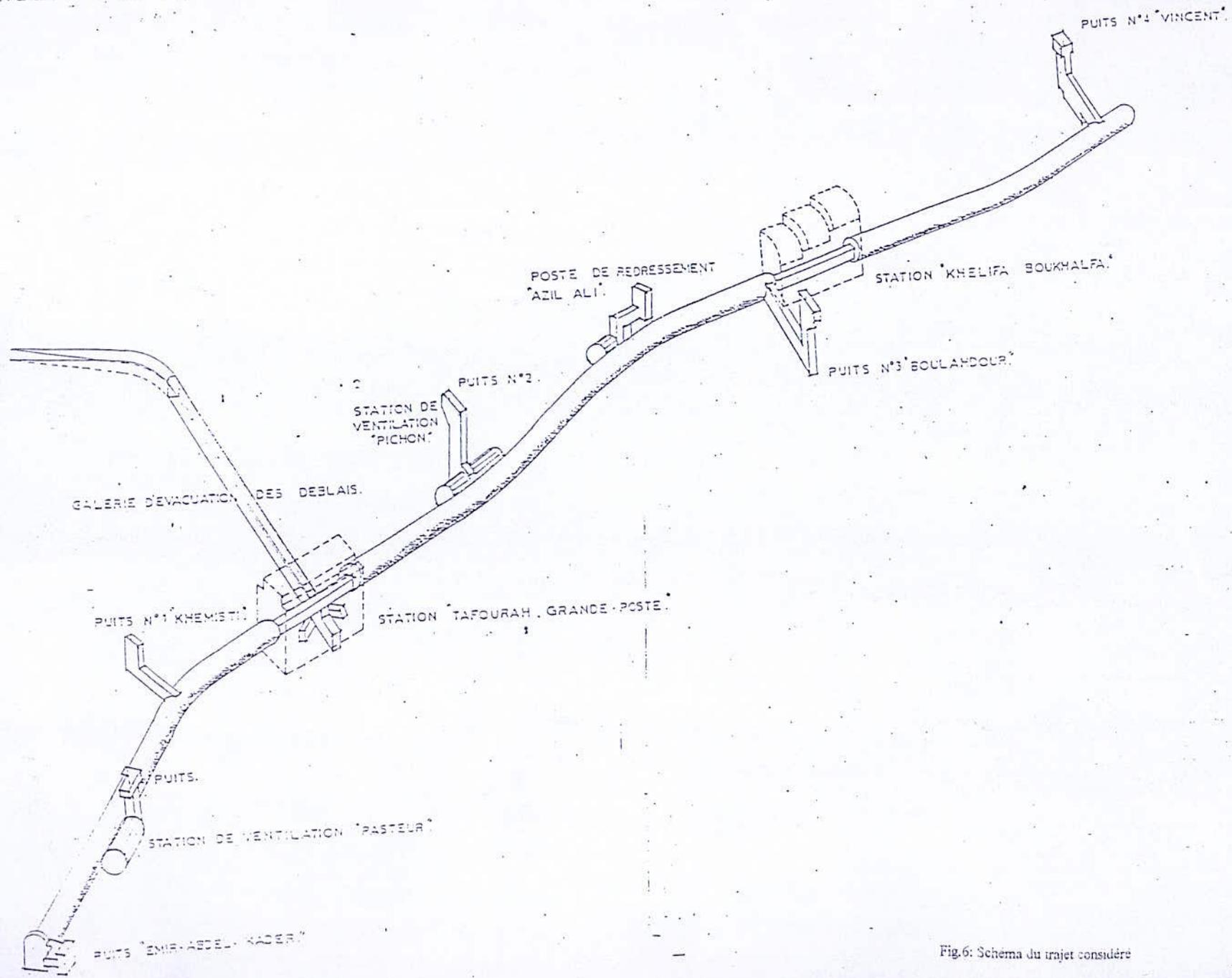


Fig.6: Schema du trajet considéré

- 1- La nature des terrains à traverser ;
- 2- L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions des discontinuités;
- 3- La présence d'accidents géologiques (zone faillé avec venus d'eau en charge nécessitant un traitement à l'avance par injection ) ;
- 4- L'orientation et la valeur des contraintes principales naturelles;
- 5- La nature et l'épaisseur des terrains de couverture;
- 6- la présence d'eau et les débits d'eau prévisibles;
- 7- L'emplacement des têtes qui nécessite une étude particulière, il faut éviter autant que possible les zones instables, les zones humides ( fonds de thalweg, sources ... ) , les zones bâties , il faut chercher les zones à forte pente , les structures orientées favorablement ( attaque perpendiculaires aux lignes de niveau de versant ) ;
- 8- Il est important d'implanter les tunnels de haute montagne dans les couches suffisamment épaisses de roche sain, situées de préférence au dessus du niveau de la nappe d'eau souterraine ;
- 9- En dehors de ces considération , il convient encore de mentionner la situation des stations , qui se veut être surélevée par rapport au profil en long général. Cette surélévation rapproche le niveau des quais de la surface, ce qui en diminuant la hauteur perdue, permet au voyageurs de gagner du temps sur le parcours de la montée et la descente.

Le profil en long du tunnel ( carte N°1) doit avoir une pente de 2%. Cette pente nous permettra d'avoir des stations de plus en plus rapprochées de la surface libre car ce n'est pas commode de faire descendre les gens à 20 à 30 m de profondeur pour prendre le métro, donc entre deux stations consécutifs en doit avoir une rampe et une pente. La limite supérieure de cette pente est donnée par le type de frottement du métro ( frottement pneu - bitume ou frottement acier - acier ).

Dans le cas du métro d'Alger c'est un frottement acier - acier ce qui à limité cette pente à 2 %.

La figure 6 donne une vue de trois dimensions du tunnel allant de l'Emir Abdelkader jusqu'à CHU de Mustapha Bacha

# III-CLASSIFICATION DES MASSIFS ROCHEUX ET PREDIMENTIONNEMENT DE L'OUVRAGE SOUTERRAIN

---

## A- INTRODUCTION [2] [13]

Au stade des études préliminaires on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains à partir des classifications des massifs rocheux. Ces méthodes sont en effet rapide d'emplois, donc économiques.

Il existe de nombreuses méthodes de classification se basant sur des différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et de façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence d'une méthode à l'autre.

Les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées sont :

- I.A.F.T.E.S
- Z. BIENIAWSKI
- N. BARTON
- D. DEERE

Les premières méthodes de dimensionnement des tunnels considéraient que le soutènement ou le revêtement définitif devait supporter le poids d'un volume de terrain décomprimé situé à l'intérieur d'une zone en forme de cloche. Le soutènement ou le revêtement était ensuite calculé généralement par la méthode des réactions hyperstatiques.

Ces méthodes sont quelque peu dépassées actuellement du fait que les techniques d'exécution ont beaucoup diminué les effets de décompression. De plus à grande profondeur des effets de décompression élastique prédominent et ce type de méthode n'est pas applicable. De façon générale la difficulté est grande de classer le rocher sur des paramètres aussi quantitatifs que possible et surtout d'en déduire le mode, voir même la qualité de soutènement nécessaire à la stabilité de l'ouvrage.

Aucune méthode ne peut garantir les recommandations de soutènement aux quelles elle aboutit. Aussi doivent elles être utilisées avec prudence, l'idéal étant d'appliquer simultanément plusieurs méthodes et d'en confronter les résultats.

**B- Classification des massifs rocheux**

**B1- CLASSIFICATION DE DEERE (1964 ) [2] [10] [13]**

Cette classification se base sur le R.Q.D ( Rock Quality Désignation) qui est un paramètres quantifiable, il représente la fracturation de la roche et il est donné par la formule suivante :

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

Le diamètre de la carotte doit être supérieur à 50 mm et la longueur de la passe de carottage ( du sondage) est généralement de 1 m .

DEERE classe les massifs comme suit :

Tableau N° 4 :

R.Q.D	Qualité
$R.Q.D \leq 25 \%$	Très mauvaise
$25 < R.Q.D \leq 50 \%$	Mauvaise
$50 < R.Q.D \leq 75 \%$	Moyenne
$75 < R.Q.D \leq 90 \%$	Bonne
$90 < R.Q.D \leq 100 \%$	Très bonne

DEERE à aussi classé les massifs de deux autres manière, la première tient compte des diaclases et le second de la matrice rocheuse .

MERRIT donne le type de soutènement nécessaire pour un tunnel dont la portée est connue et connaissant aussi le R.Q.D du massif (fig.7)

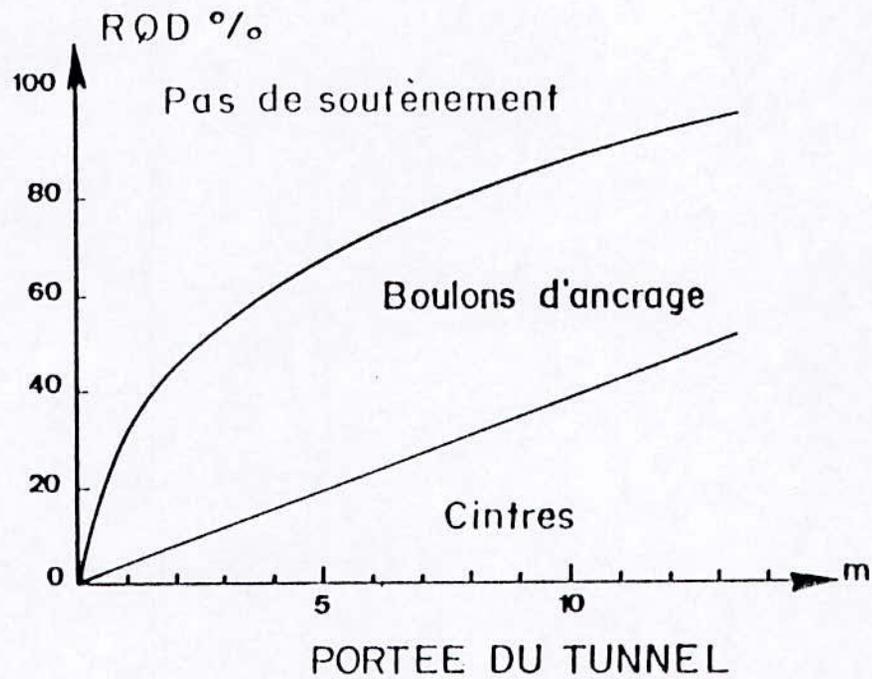


Fig. 7: Type de soutènement en fonction du R.Q.D et de la portée du tunnel ( d'après A. MERRITT )

COON en 1968, a établi des recommandations pour le soutènement des tunnels de 6 à 10 m de diamètre en se basant sur le R.Q.D . Ces recommandations ne sont que la continuité des travaux entamés la première fois par DEERE et repris par MERRIT. Elles prennent en compte trois types de soutènement qui sont les cintres , les boulons et le béton projeté. Elles se basent sur le R.Q.D et la méthode de creusement : voir tableau N°5 :

Tableau N°5: Représentation des différents types de roches avec le soutènement envisageable

Qualité de la roche	Méthode de creusement	Type de soutènement envisageable		
		Cintres en acier (2)	Boulonnage (3)	Béton projetée
mauvaise 25 % < R.Q.D < 50%	Foration à la machine	cintres circulaires moyens tous les 0.9 à 1.20 m. Charge rocheuse de 1.0 à 1.6 × B	Tous les 0.9 à 1.5 m	10 à 15 cm au toit et sur les parement associe au boulonnage
	B. conventionnelle	cintres légers à lourds tous les 0.6 à 1.2m	tous les 0.6 à 1.2m	15 cm ou plus au toit et sur les parement associe au boulonnage
très mauvais R.Q.D < 25% (non comprises les roches provoquant un serrage ou gonflants(3))	Foration à la machine	cintres moyens à lourds tous les 0.6m Charge rocheuse de 1.6 à 2.2 × B	tous les 0.6 à 1.2m	15 cm ou plus sur tous les pourtour associe à des cintres moyens
	B. conventionnelle	cintres lourds circulaires tous les 0.6 m Charge rocheuse de 2 à 2.8 × B	tous les 0.90 m	15 cm ou plus sur tous les pourtour associe à des cintres moyens à lourds
très mauvais provoquant un serrage ou gonflants	Foration à la machine	cintres l circulaires très lourds tous les 0.6 m Charge rocheuse jusqu'à 75 m	tous les 0.6 à 0.9m	15 cm ou plus sur tous les pourtour associe à des cintres lourds
	B. conventionnelle	cintres l circulaires très lourds tous les 0.6 m Charge rocheuse jusqu'à 75 m	tous les 0.6 à 0.9m	15 cm ou plus sur tous les pourtour associe à des cintres lourds
Excellente R.Q.D > 90 % (1)	Foration à la machine	Aucun ou occasionnelle cintres légers. Charge rocheuse de 0 à 0.2 × B	Aucun ou occasionnelle	Aucun ou occasionnelle Application locale
	B. conventionnel	Aucun ou occasionnelle cintres légers. Charge rocheuse de 0 à 0.3 × B	Aucun ou occasionnelle	Aucun ou occasionnelle Application locale (5 à 7 cm)
Bonne 75% < R.Q.D < 90%	Foration à la machine	cintres légers tous les 1.50 à 1.80 m Charge rocheuse de 0 à 0.4 × B	tous les 1.50 à 1.80 m	Aucun ou occasionnelle Application locale (5 à 7 cm)
	B. conventionnelle	cintres légers à moyens tous les 1.50 à 1.80 m Charge rocheuse de 0 à 0.6 × B	tous les 1.50 à 1.80 m	de place en place, application locale (5 cm à 7 cm)
Moyenne 75% < R.Q.D < 90%	Foration à la machine	cintres légers à moyens tous les 1.50 à 1.80 m Charge rocheuse de 0.4 à 1.0 × B	tous les 1.20 à 1.80 m	5 cm à 10 cm au toit
	B. conventionnelle	cintres légers à moyens tous les 1.20 à 1.50 m Charge rocheuse de 0.6 à 1.3 × B	tous les 0.90 à 1.50 m	10 cm ou plus au toit et sur les parements

B : la largeur du tunnel

(1) Dans une roche de qualité bonne ou excellente, le soutènement nécessaire est en général minimal mais dépend de la géométrie des discontinuités, du diamètre du tunnel et des orientations relatives à des discontinuités et du tunnel.

(2) Les besoins d'enfilage sont pratiquement nuls dans une roche excellente, 25 % pour une bonne roche et atteignant environ 100 % pour une roche très mauvaise.

(3) Les nécessités de grillage sont nulles dans une roche excellente. Elles seront locales ou occasionnelles avec bandes en acier pour une bonne roche, jusqu'à systématique et complète pour une roche très mauvaise.

### CONCLUSION :

D'après les rapports géologiques consultés, on constate que la marne de plaisancien correspond à une roche meuble et présente quelquefois des fissures et des niveaux d'altérations. Donc on peut supposer que le R.Q.D est d'une qualité très mauvaise ayant pour valeur inférieure à 20 %.

D'après le graphique MERRIT avec  $R.Q.D \leq 20\%$  (fig 6) et une portée  $L=3m$ , on aura un soutènement composé de cintres.

Suivant les travaux de COON (1968), on a les recommandations suivantes :

- $R.Q.D \leq 20\%$  ( Comprise des roches provoquant un gonflement )
- Foration ( Creusement à la machine ).

Donc, d'après le tableau N° 5, on détermine le type de soutènement envisageable :

- Cintres circulaires très lourds tous les 0,60 m
- Charge rocheuse jusqu'à 75 m
- Boulons : tous les 0,60 à 0,90 m
- Béton projeté : 15 cm en plus sur tout le pourtour associé à des cintres lourds.

**B-2- CLASSIFICATION DE BIENIAWSKI : (1973 ) : [10] [2] [13]**

Cette classification se base sur huit paramètres pour dégager cinq classes de roches , BIENIAWSKI attribue des poids à chacun des paramètres , la somme pondérée de ces paramètres nous donne le R.M.R ( Rock Mass Rating ) .

A chaque classe correspond la portée maximale de la roche sans soutènement et le temps de tenue .

Voir tableau N° 6,N°7 , N°8 , N°9

Tableau N°6: Les paramètres et les classes des roches.

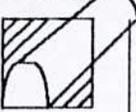
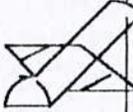
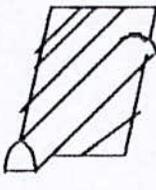
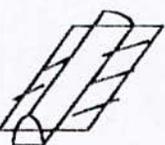
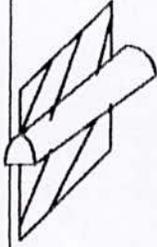
Paramètres	Numéro de classe	1 très bonne	2 Bonne	3 Moyenne	4 Mauvaise	5 très mauvaise
1	R.Q.D(%)	90 ± 100	75 ± 90	50 ± 75	25 ± 50	< 25
2	Altération	Non altéré	légèrement altéré	Modérément altéré	Très altéré	Complètement altéré
3	Résistance de la matrice en MPa	> 200	100 ± 200	50 ± 100	25 ± 50	< 25
4	Distance entre les discontinuités	>3 m	1 ± 3m	0.3 ± 1m	50 ± 30 mm	< 50 mm
5	Ouverture des discontinuités	< 0.1 mm	<0.1 mm	0.1 ± 1mm	1 ± 5 mm	>5 mm
6	Persistance des discontinuités	Non	Non	Oui, pas de remplissage	Oui, remplissage	Oui, remplissage
7	Débit de percolation par 10m	aucun	aucun	Léger < 25 l/mn	Modéré 25 ± 125l/mn	Fort > 125 l/mn
8	Orientation de la direction du creusement par rapport au pendage	Favorable  en travers bancs avec pendage	Favorable  en travers bancs avec pendage	Moyenne  Contre pendage (45° à 90°)	Défavorable  en direction (20° à 45°)	Défavorable en direction  45° à 90°

Tableau N°7: Les poids des paramètres de chaque classe

Paramètres	1	2	3	4	5
1. Qualité rocheuse: R.Q.D	16	14	12	7	3
2. Altération	9	7	5	3	1
3. Résistance de la matrice	10	5	2	1	0
4. Distance entre les discontinuités	30	25	20	10	5
5. Ouverture des discontinuités	5	5	4	3	1
6. Persistance de discontinuités	5	5	3	0	0
7. Débit de percolation	10	10	8	5	2
8. Orientation de l'excavation par rapport à la stratification	15	13	10	5	3

Tableau N°8: Le R.M.R de chaque classe

Numéro de la classe	1	2	3	4	5
Description de la classe	Très bonne	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise
R.M.R	100 ÷ 90	90 ÷ 70	70 ÷ 50	50 ÷ 25	<25

Tableau N°9: Le temps de tenue et le portée maximale de la roche de chaque classe

Temps de tenue	10 ans	6 mois	semaines	5 heures	10 mn
Portée maximale de la roche	5 m	4 m	3 m	1.5 m	0.5 m

**CONCLUSION**

L'application de la classification de BIENIAWSKI pour la marne plaisancien , nous donne les valeurs suivantes : voir Tableau N° 10

Tableau N° 10

Paramètres	Poids
R.Q.D	3
Altération	7
Résistance de matrice	0
Distance entre les discontinuités	10
Ouverture des discontinuités	4
Persistence des discontinuités	5
Débit de percolation	10
Orientation de l'excavation	13
Total	52

Donc

$$R.M.R = 52$$

D'après le tableau N° 8 , ce R.M.R nous donne le numéro de la classe qui est 3, pour cette classe le tableau N°9 donne le temps de tenue pendant lequel une excavation est stable sans soutènement est d'une semaine pour une portée maximale de la roche sans soutènement et de 3.0m .

**B-3- CLASSIFICATION DE L'A.F.T.E.S [13] [2] [10]**

Cette classification prend en considération deux grandes catégories de critères qui sont celles relatives au terrains encaissant et celles relatives à l'ouvrage et ses conditions d'exécution.

Pour plus de détaille sur cette classification se référer à la revue « tunnels et ouvrages souterrains ( TOS ) » de l'AFETES numéro spécial du Juillet 1982 .

## CONCLUSION :

Avec une classification de l'AFTES , on aura ce qui suit :

1- **Comportement mécanique** :  $0,5 < E_c < 6 \text{ MPa} \Rightarrow$  Catégorie R5<sub>a</sub> ( Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés).

2- **Discontinuité** : Nombreuses discontinuités sans hiérarchisation  $\Rightarrow$  N5

- Discontinuités très rapprochées  $\Rightarrow$  S5

-  $E < 6 \text{ cm}$  et R.Q.D  $< 25 \%$

E : Espacement moyen des discontinuités.

- Orientations OR2, creusement en travers bancs.

3- **ALTERABILITE** : Terrain susceptibles de dissolution

4- **HYDROLOGIE** :  $H_1 < 10 \text{ m}$  Faible

$K_1 < 10^{-8} \text{ m/s}$  très faible à faible

5- **COUVERTURE** :  $\sigma_0$  modéré (  $\sigma_0 < 10 \text{ MPa}$  ) c'est-à-dire Couverture faible mais supérieure à  $1,5 \times D$  (D: Diamètre du tunnel) .

6- **DIMENSION DE LA GALERIE** : Plus grande ouverture égale à 10,52 m supérieur à 10 m

7- **ENVIRONNEMENT** : C'est un environnement sensible aux tassements.

Légende du tableau N° 10

Gr : avec grillage continu

Bp: avec béton projeté

Bl:avec blindage métallique ou bois

B0: avec boulonnage obligatoire .

Rev : avec mise en place rapprochée du revêtement définitif

C: avec cintres et (éventuellement ) boulons pour les terrains de classes R4<sub>a</sub>, R4<sub>b</sub> ou R4<sub>c</sub> .

Pm: Prédécoupage mécanique ( pour terrains R2<sub>b</sub> à R5<sub>a</sub> )

Act: Cintres actifs ( à vernis) et (éventuellement ) calages expansibles .

Inj : injection de bourrage immédiates on anneaux.

Bcl : avec bouclier

enf : avec enfilage

La classification de l'AFTES nous recommandé d'adopté les soutènements suivants:

- béton projeté
- boulon à ancrage répartie
- voussoir en acier
- voussoir en béton

Les boulons à ancrage ponctuel, les cintres lourds, les cintres légers, coulissants sont éventuellement possible quoique mal adopté.

**N.B:** Dans le tableau précédent les significations des symboles sont :



: particulièrement recommandé ( nettement favorable)



: Possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorable (plutôt favorable).



: Très mal adopté bien qu'éventuellement possible ( plutôt défavorable) .



: En principe impossible ( nettement défavorable) .

Sur chaque tableau ( voir revus du T.O.S 07 /82 ) sont regroupés , pour le cas étudié, les renseignements tirés de chacun des tableaux correspondant aux huit critères étudiés. La synthèse  
Tableau N°10

Tableau N°10 Tableau récapitulatif

	Pas de soutènement	béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Procédés spéciaux					
			à ancrage ponctuel	à ancrage reparté	barres foncées	lourds	legers coulissant	plaques métalliques	Béton	Tube perforés	Bouclier ou pousse tube	Injection	Air comprimé	Congélation	
Critères	Classes														
Comportement mécanique	R5a	X	●	X			●	●	●						
Discontinuités	N4, S5	X	●	Gr ou Bp	Gr ou Bp	X	BT ou Bp	BT ou Bp	●						
Altérabilité	susceptible de dissolution	X	●	X	X		●	●	●	●					●
Hydrologie	H1 et K1		Dr	●	●	X	●	●				X			
Couverture	ε̄ modéré	X		X							X				
Dimensions	D > 10m		Bo	●	●		X	Bo ou Rev							
Environnement	Sensible au tassement	X		Ci, Pm	Bp			X	Enf	Bcl		Inj			
Synthese		X	Bp	Dr	●	X	X	X	Enf	Bcl		X	X		●

est faite en observant les règles suivantes :

- Lorsque dans une colonne figure au moins un avis défavorable à l'emploi du soutènement considéré, l'avis d'ensemble est défavorable quelle que soient les autres mentions figurant dans la même colonne .
- On procède de même s'il y a au moins un avis " plutôt défavorable"
- On reporte également les indications complémentaires les plus contraignantes.
- Le choix parmi les types des soutènements possible se fait en considérant le nombre de l'importance relative des critères favorables et en tenant compte également des facteurs économiques et de l'organisation générale chantier .

### **CONCLUSION GENERALE : [10] [13]**

On ne doit pas contenter de l'aspect technique de ces classification car les paramètres sur lesquels elles se basent sont très aléatoires et variables.

D'un point de vue économique, les voussoirs métalliques sont très chères et nécessitent de gros investissement sur l'unité de préfabrication et une technologie avancée.

Pour le soutènement à l'aide des boulons à ancrage réparti, il faut associer le terrain à son supportage, et il permet une certaine convergence qu'on ne peut tolérer vu que le site est très sensible aux tassements. Le soutènement qui sera adopté pour le cas du métro d'Alger sera :

- Cintres lourds tous les 0,6 m à 1,20 m.
- Béton projeté avec une épaisseur de 25 cm.
- Treillis soudé.

Dans les zones qui présentent un risque de délitage, on procède à la projection d'une couche de béton dite "couche de sécurité " , elle aura pour épaisseur 3 à 5 cm . La portée sans soutènement sera de 1,5 m pour une durée d'une semaine.

Le prédimensionnement des cintres sera fait à l'aide des recommandations de l'AFTES .

$$D= 10,52\text{m et } R5_a \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} - \text{Pression de confinement } 1 \text{ MPa à } 2 \text{ MPa} \\ - \text{HEB } 180 \\ - \text{Espacement } 0,80 \text{ m à } 1,20 \text{ m} \end{array} \right.$$

Pour solidariser les cintres entre eux, on doit les relier à l'aide des entretoises ( Tirants) constituées de profils métallique ( IPE , IPN ) ou de barres d'acier de gros diamètres, ces entretoises joueront le rôle du contreventement. Dans les zones de bonne tenue, tel le socle de gneiss- schistes les cintres seront espacés de 1.00 m à 1.50 m, mais dans les autres zones de mauvaise tenue tel que le socle de marne, l'espacement des cintres sera de 0.80 à 1.60 m, on peut descendre jusqu'à 0.60 m si c'est nécessaire.

Le creusement se fait par demi -section, quand on aura creusé la demi - section supérieur les cintres seront portés par des éléments en acier ( longrines) (IPN) assez rigides, fixés aux cintres précédents, on peut aussi leurs donner des jambes de renforcement ou les ancrer avec des boulons .

Cela pour permettre au soutènement de tenir lorsqu'on vient creuser la demi - section inférieur. Le béton projeté doit enrober le treillis soudé et le cintre.

# VI- DIFFERENTS MODES DE CREUSEMENT

---

## A- CONSTRUCTION : [2] [7] [13] [14]

### A-1 : INTRODUCTION :

On peut distinguer deux types principaux de construction des tunnels :

- Ceux qui sont basés sur des opérations d'avancement cyclique creusement , soutènement , marinage ;
- Ceux ou les opérations de creusement et de marinage ( parfois également soutènement ) sont effectuées en quazi-continuité avec l'emploi de machine à attaque globale ou de boucliers.

Un cycle traditionnel d'avancement se décompose schématiquement comme suit :

\* **CREUSEMENT** : Le creusement peut être exécuter mécaniquement avec une machine à attaque ponctuelle ou à l'explosif ( perforation , changement , tir ) . Le choix d'une méthode de creusement est loin d'être indifférent par rapport au choix d'un type de soutènement provisoire ou même de revêtement définitif, et l'ensemble de ces choix est évidemment conditionné en tout premier lieu par les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques du massif traversé.

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

\* **MARINAGE**: On appelle marinage l'opération qui consiste à collecter les déblais et à les évacuer à l'extérieur. Le mode de marinage dépend de la consistance des déblais, c'est à dire à la fois des caractéristiques du terrain et de son mode d'excavation . Il dépend aussi de la section et de la longueur du tunnel et de l'organisation générale du chantier. L'opération de marinage peut être décomposée en chargement, transport et déchargement. Le marinage des déblais est toujours précédé de la purge de la voûte et du front. Parfois, la mise en oeuvre d'une première couche de béton projeté précède également la marinage.

## **A-2 DIFFERENTS MODES DE CONSTRUCTION :**

### **A-2-1 Creusement en pleine section :**

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle.

Cette méthode facilite l'organisation du chantier. Elle est la plus rapide. Dans les tunnels de plus de 40 ou 50 m<sup>2</sup> de section, elle nécessite de gros engins dont l'amortissement impose en général des chantiers d'une certaine longueur ( plusieurs kilomètres). Elle suppose d'autre part un bon terrain systématique, la mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficiles pour des sections aussi grandes.

Dans les tunnels de plus faibles sections, elle est la méthode d'exécution habituelle, tout au moins dans les terrains dont la tenue est suffisante pour permettre la mise en place du soutènement.

A la limite dans les tunnels de très faible section ( 10 à 15 m<sup>2</sup> de section ) elle constitue, quel que soit le terrain, le procédé habituel de construction .

### **A-2-2 Creusement par demi -section supérieure:**

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase la demi - section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 m . Dans une deuxième phase on procède à l'excavation de la demi - section inférieure appelé stross.

La mise en phase de soutènement s'effectuera suivant une méthode semblable à celle des terrassements à ciel ouvert. Elle peut être réalisée une fois le creusement du tunnel en demi-section supérieure terminé, ou avec un certain décalage ( 20 m à plusieurs centaines de mètres ) . Pour les tunnels de grande dimension ( plus de 40 à 50 m<sup>2</sup>) un avantage notable de cette solution comparée au creusement en plein section est sa souplesse d'exécution. Elle s'adapte bien aux procédés modernes avec soutènement immédiat (nouvelle méthode Autrichienne ).

### **A-2-3 LE CREUSEMENT EN SECTION DIVISEE :**

Le creusement en section divisée s'applique aux tunnel dans des mauvais terrains lorsque les autres méthodes de construction présentent des risques d'exécution on conduisent à des tassements en surface inadmissibles(par exemple tunnel en site urbain sous faible couverture).

La division de la section excaver est fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire qui peut rester stable par elle même avant mise en place du soutenant.

La position par rapport au tunnel fini de la première galerie excavée ainsi que la succession des phases d'excavations suivantes peuvent très variés. Elle doivent être adaptées à la situation de l'ouvrage , à sa forme et au matériel disponible .

Voici une description générale et schématique de deux modes d'exécution caractéristique:

\* Un mode de creusement possible , consiste à creuser dans une première phase une galerie de reconnaissance en clé de voûte, puis à l'élargir latéralement pour achever la demi-section supérieur de l'excavation finale. Le terrassement de la demi-section inférieure peut ensuite être réalisé par tranches horizontales à labri du soutènement de la voûte.

\* Une autre, méthode consiste à commencer par deux galeries de base au niveau des piédroits pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieure de l'ensemble de section.

### **B - DIFFERENTS MODES DE CREUSEMENT:**

En général il existe trois méthodes de creusement des tunnels :

-Méthode de creusement à attaque globale du front, c'est le creusement à l'aide de tunneliers

- Méthode de creusement à l'aide des explosifs

- Méthode de creusement à attaque ponctuelle du front, c'est le creusement à l'aide des machines à attaque ponctuelle.

### **B-1 CREUSEMENT DES TERRAINS DURS A L'EXPLOSIFS:**

Les méthodes de creusement exposées ultérieurement (tunnelier, machine à attaque ponctuelle), nécessitent en contrepartie d'une réduction de la dépense en main d'oeuvre et d'un meilleur découpage de la section, des investissements très importants et présentent une plus grande rigidité d'emploi (difficultés d'adaptation à toutes les conditions du terrain). Le creusement des terrains durs à l'explosifs est le procédé le plus classique et le plus ancien.

La méthode s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations suivantes:

- traçage et exécution d'un plan de tir
- Chargement des trous de mines et tir
- Ventilation et purge de l'excavation
- Evacuation des déblais du front de taille (marinage)

#### **B-1-1 principe d'action de l'explosif:**

On appelle couramment explosion une réaction chimique qui se développe à une vitesse dépassant la vitesse du son dans l'air. Lorsqu'un explosif détone (les explosions chimiques ont leurs origines dans une réaction chimique brève.), il se crée une onde de choc qui se propage dans l'air ou dans la nature environnante à très grande vitesse (2000 à 8000 m/s dans le cas des explosifs habituels). L'énergie libérée par l'explosion est considérable, mais surtout elle est concentrée dans un temps très court, généralement inférieur à 1 s.

Pendant cette fraction de seconde la mise en jeu dans un seul trou de mine se compte en gigawatt, c-à-d qu'elle est de même ordre de grandeur de celle d'une unité de centrale nucléaire. L'explosion d'une charge ponctuelle ou d'une charge linéaire entraîne selon le cas, un effet brisant ou un effet soufflant engendré trois zones fig. 8.9

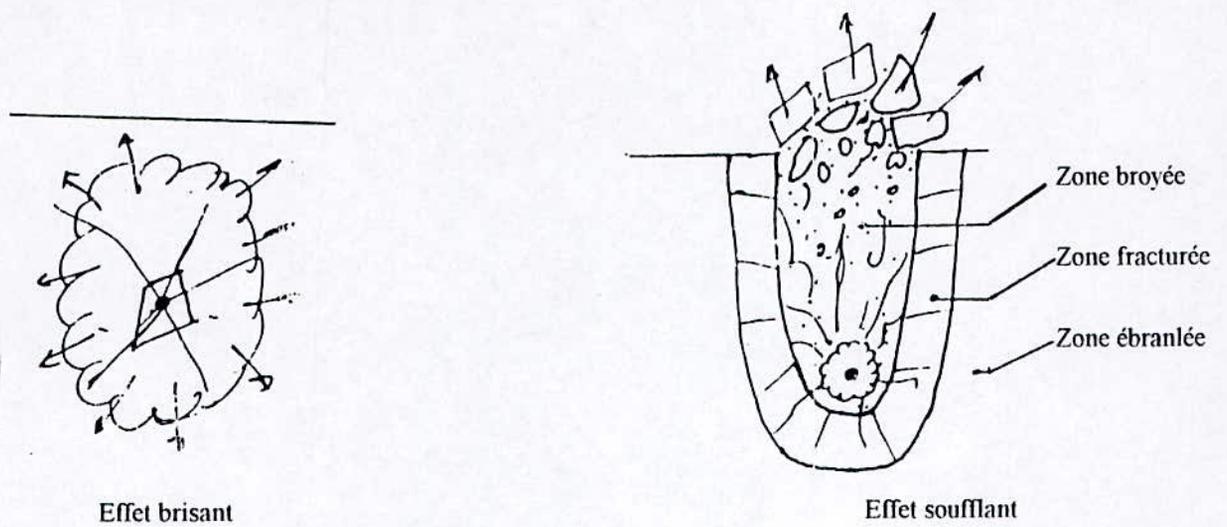


Fig 8 : Charge ponctuelle

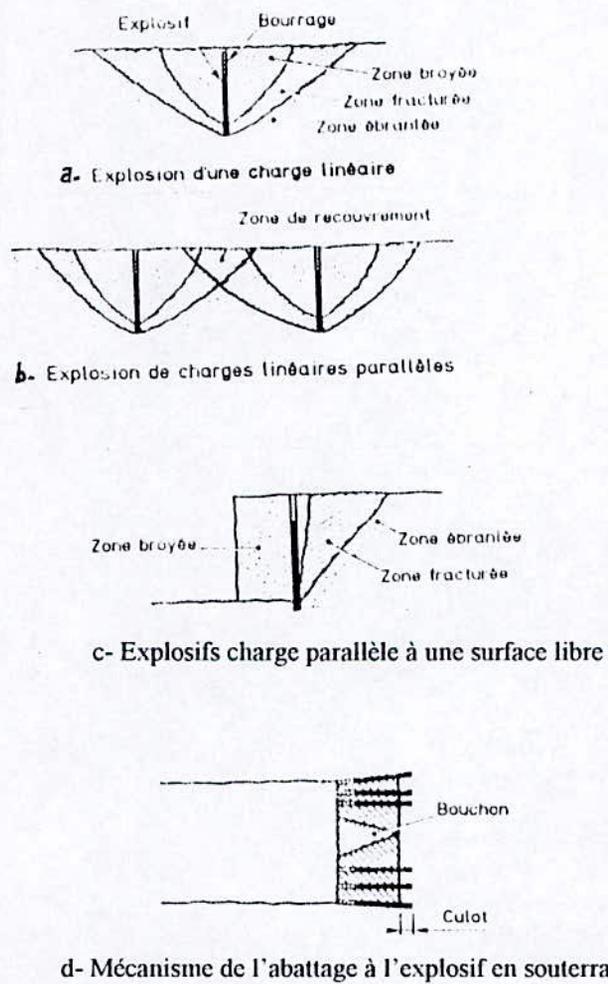


Fig 9 : Plan de tir

- zone broyer .
- zone fracturé.
- zone ébranlée.

Lorsque on dispose 2 charges linéaires (fig.9 b) parallèlement à une distance inférieure à l'épaisseur de la zone fracturé.

Il y a une superposition des effets d'explosion et meilleur fragmentation dans la zone de recouvrement

Dans le schéma fig 9. c il se produit une sorte de cratère de forme conique dont l'angle au sommet augmente avec la quantité d'explosif et sa puissance

#### B-1-2 PLAN DE TIR :

Le choix d'un plan de tir est d'une grande importance dans la réalisation d'un tunnel, tout par ses aspects économiques que techniques.

Dans le cas de l'abattage d'une volée de galerie, la surface libre de la roche est le front de taille verticale(ou subverticale) Pour bénéficier d'un rendement optimale, compte tenu de ce qui précédé, il est donc souhaitable de créer, dans un premier temps une cavité grossièrement conique ou cylindrique axe horizontale dont les parois jouent le rôle de surface de dégagement pour les charges qui explosent ultérieurement(fig.9.d).

La section est ensuite élargie par étapes successives avec les forages de dégraissage. Enfin on procède au découpage de parement on voûte, piédroits et radier avec le forage de réglage et de relevage fig.10

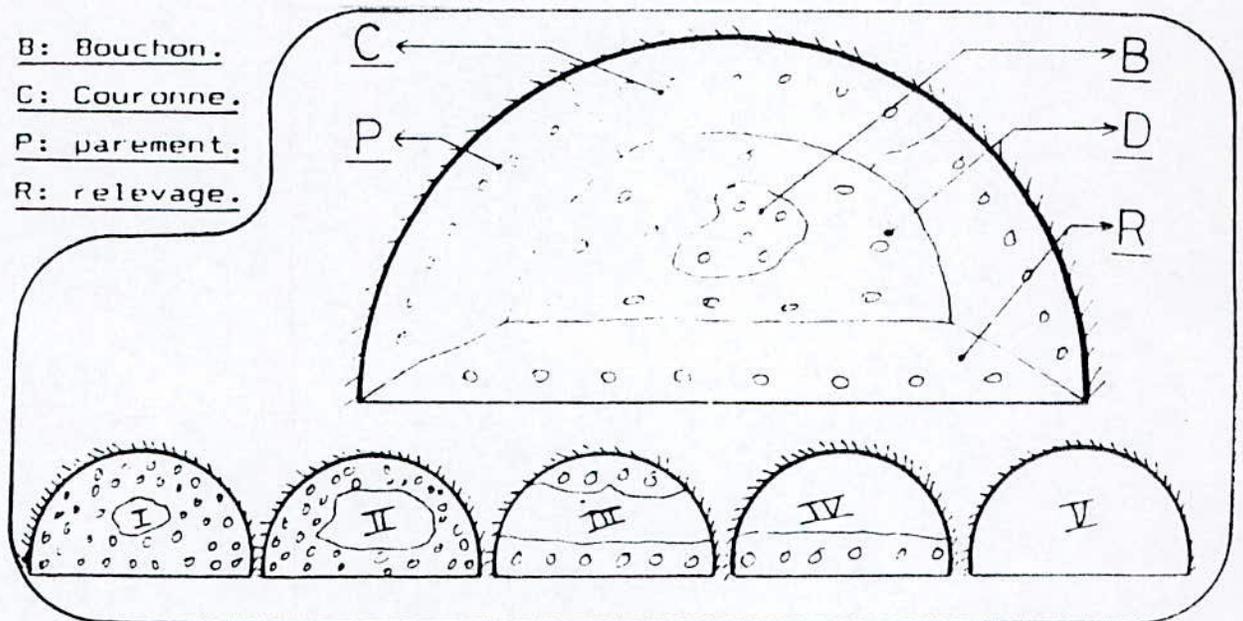


Fig 10: Plan de tir

I - tir de bouchon ( créé une cavité initiale )

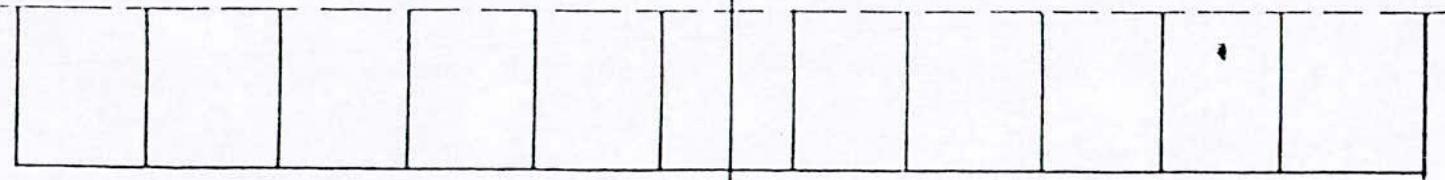
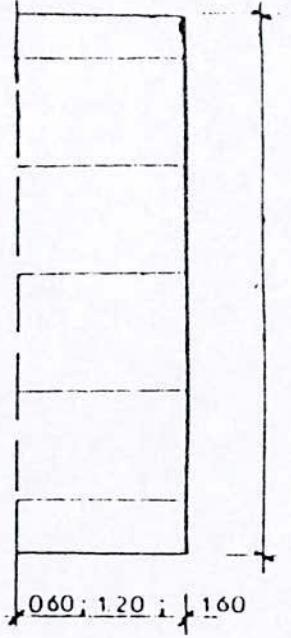
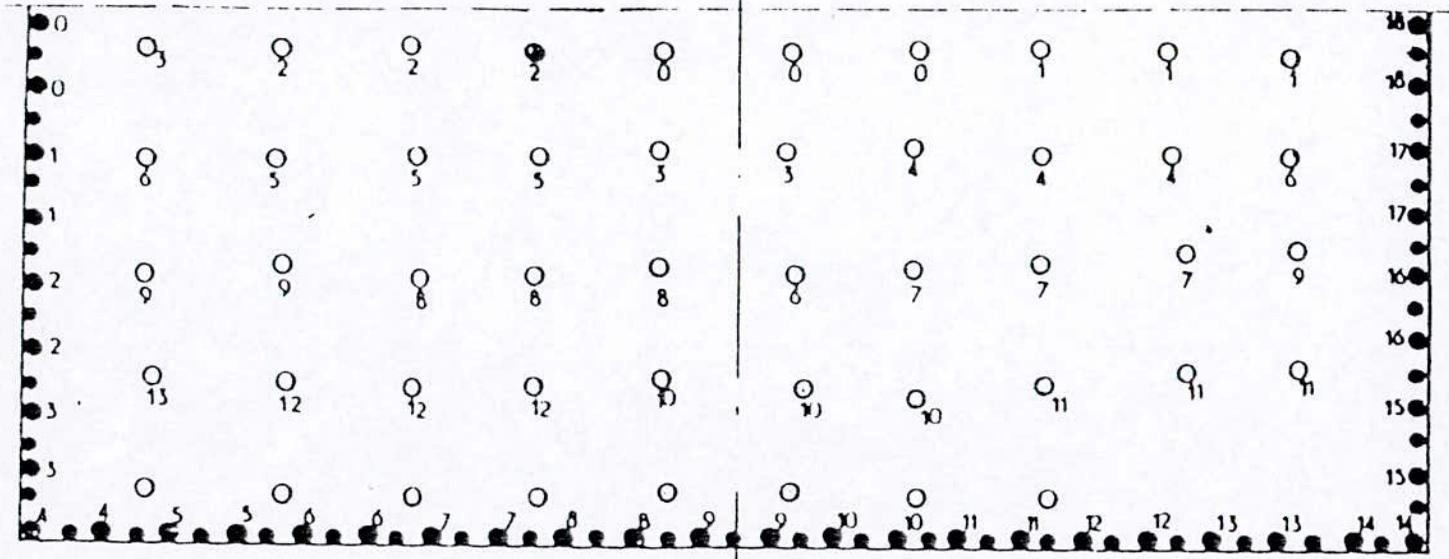
II - Elargissement de la section par les forage de dégraissage

III -IV - VI découpage du parement en voûte piédroit et radier avec les forage de réglage et de relevage .

Le plan de tir est par définition tiré la manier de réalisé cette première cavité que l'on le, appelle le bouchon fig.12.13



Fig. 13  
DEMI-SECTION INFERIEURE DU TUNNEL



RETARD	0"	1"	2"	3"	4"	5"	6"	7"	8"	9"	10"	11"	12"	13"	14"	15"	16"	17"	18"	19"
ETAPE II	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
ETAPE I	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3

- Trous périphériques de découpage
- Trous non chargés
- Trous d'abattage

### a-Bouchon

\* Le bouchon le plus classique est le bouchon à troussymétriquement inclinés ( en dièdre ou en pyramide ) . Tous les trous sont très fortement chargés . ce type de bouchon convient bien aux roches dures et homogènes ;

\* Le bouchon en éventail : comporte un très grand nombre de trous . Il peut être adapté aux stratifications de la roche mais la perforation des trous est plus difficile.

\* Le bouchon canadien ( ou brun- cut ) ne comporte que des trous parallèles les uns des autres et dont le nombre peut varier de 4 à 9. Parfois, certains trou, de plus gros diamètre ne sont pas chargée pour servir de surface libre vis-à-vis des premières charges . Il nécessite un peu plus de trou et d'explosif que le bouchon classique , mais il s'adapte mieux à la mécanisation du chantier et la précision obtenu dans la perforation permet des volées de grande longueur.

Son rendement est amélioré par le foration d'un trou de gros diamètre qui servira de surface libre pour les autres trous chargés, celui-ci est non chargé et la fabrication des détonateurs à microretards ( 25 ,30,50 millisecondes).

**NB :** Les trous autres que ceux du bouchon sont en général régulièrement espacés et leur écartement dépend de la réaction de la roche à l'explosif et du degré de fragmentation que l'on désire obtenir .

### **b- DECOUPAGE SOIGNE A L'EXPLOSIF :**

Deux techniques de découpage du rocher à l'explosif sont utilisés pour ébranler au minimum le rocher laissé en place aeteur de l'excavation : le prédécoupage et le " smoth blasting " .

Avec le prédécoupage les forages de réglage sont mis à feu après le tir d'un bouchon élargi et avant le tir principal ( forage de dégraissage ) . Avec le "smoth plasting " les forages de réglage sont mis à feu après le forage de dégraissage comme dans un plan de tir classique, mais ils sont plus rapprochés et moins chargés. L'effet bénéfique est moins spectaculaire qu'avec le découpage, mais il est suffisamment marqué pour que ce procédé soit de plus en plus fréquemment utilisé sur le chantier du tunnels. Il se traduit par un accroissement modéré du travail de foration facilement compensé par les économies sur les dispositifs de sécurité, le soutènement et le revêtement. L'espace entre forage périphériques et habituellement de 15 à 16 fois le diamètre de forage .

c- FORATIONS DES TROUS:

Au tunnel de Fréjus, on a utilisé de perforatrices mécanique à air comprimé son principe et celui de la masse. Au tunnel de simplon en 1899 on a mis en service le fleuret rotatif . Actuellement, on utilise soit des marteaux perforateurs, soit de perforatrices rotatives à forte poussée. Ces dernières ne peuvent être utilisées dans les roches très dures, la barre de forage sont de 32 mm de diamètre avec des taillants à deux crêtes opposées pour éviter la réaction latéral ( Fig 14 ) , leur avantage est la réduction du bruit .

Pour les marteaux perforateurs, on utilise des fleuret à mise au carbure de tungstène à taillant simple ou cruciformes. La vitesse de perforation dépend de plusieurs facteurs peut varie de 0,5m/mm pour les marteaux légers à 1 ou 2 m/mm pour les marteaux lourds ou les perforatrices rotatives en terrain tendre.

Suivant le degré de mécanisation du chantier les perforateurs sont portés soit sur un simple effet poussoir ( marteau léger) ( fig 15) soit par des bras télescopique mus hydrauliquement, ce qui permet la foration dans n'importe quelle position. Ces bras sont placés sur un véhicule porteur spécial "Jumbo" qui se déplace sur pneu , sur chenilles ou sur rails . Le nombre de bras varie de 2 à 6. fig 15.

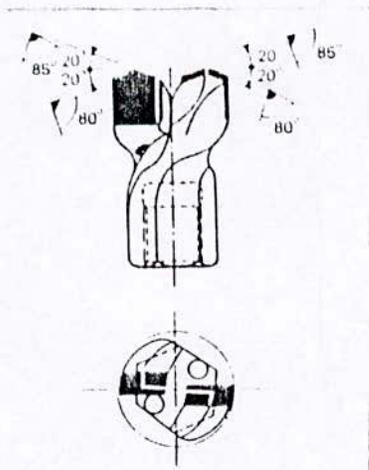


Fig 14 : Taillants pour perforatrice rotative

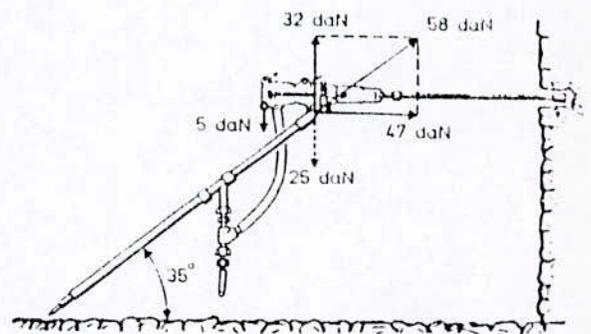


Fig 15 : Affût béquille-poussoir pour marteau léger

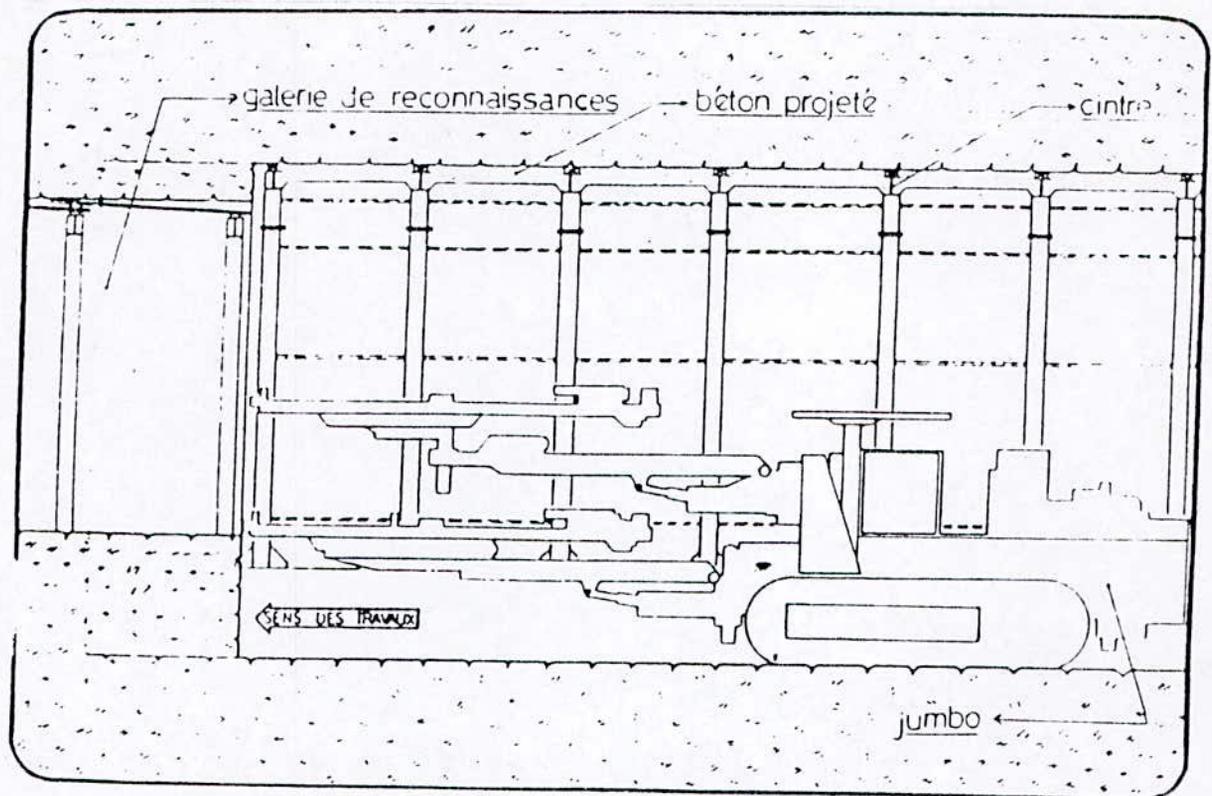


Fig 16 : Les bras d'une Jumbo

Les nouvelles générations sont équipées d'automates qui assurent le positionnement précis de bras de perforation en coordonnées de départ en direction pour un strict respect du plan de tri. De même, le forage de chaque trou s'arrête de façon que tous les fonds des trous soient situés dans un même plan. Ce matériel correspond à un progrès considérable du triple de vue : fig .16

- De la précision du découpage
- De la planéité du front .
- Du raccourcissement de la durée du cycle de forage.

#### d- CHARGEMENT ET TIR :

Le chargement de la volée est l'opération qui consiste à placer les charges explosives dans les trous et à préparer la mise à feu. L'explosif est conditionné sous forme de cartouche cylindrique d'un diamètre approprié à celui-ci des trous ( on laisse un jeu de 2,5 m en général entre la cartouche et la parois du trous) .

Après nettoyage des trous, les cartouches sont réduites successivement et mise en place à l'aide de bourroir en bois. L'une des cartouches dite cartouche amorce génère l'onde explosive qui provoquera l'explosion des autres cartouches. Elle est généralement placée en fond de trou et est elle-même allumée par un détonateur ( habituellement électrique ). 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 .

Après le tir , il y a lieu de procéder à l'évacuation des gaz par la mise en oeuvre d'un dispositif de ventilation approprié. Suivant la section et la longueur de galerie, cette évacuation peut demandé de 10 à 30 mn. L'opération suivante consiste à ramasser les déblais ( marinage) et à les évacuer, simultanément, on procédera également à la purge qui consiste à provoquer la chute des blocs de rochers restés en parements ( front et parois de la galerie ) et déstabilisé par l'explosion. Cette opération délicate est très importante pour la sécurité et doit être réalisé par des mineurs expérimentés dans le tunnel de grande section , elle peut être faite à l'aide d'engins mécaniques ( bras équipés de marteaux ) qui permettent de réduire le risque.

#### e- CHOIX DE L'EXPLOSIF :

L'explosif sera choisi essentiellement en fonction :

- Du massif rocheux ( humidité , fracturation, resistance ,... ) .
- Des objectifs technico-economiques ( prix , degré de fragmentation sécurité ... ) .
- La vitesse de détonation .

Les explosifs les plus couramment utilisés en matière de souterrain sont les explosifs classiques de la famille des dynamites:

- Gomme A , la plus puissante et la plus résistante à l'eau souvent utilisé dans le bouchon ;
- Gomme BAM , utilisé dans les trous intermédiaires:
- Sofranex et talonité utilisé dans trous de la couronne ainsi que la dynamité R ou la gomme L par ordre décroissant de puissance.

Parfois, on utilise les explosifs de nitrates qui se présente sous forme de poudres, qu'on appelle poudre de sûreté par ce qu'ils sont moins sensibles aux chocs que les dynamites, mais beaucoup plus sensible à l'eau et généralement moins puissants. Il convient dans les roches mi-dures.

Enfin l'oxygène liquide, puissant et brisant n'est utilisés que dans les mines de fer. Les cartouches sont de durée de vie très limitée et d'un maniement délicat.

Les explosifs AN /FO au nitrate fuel ne peuvent être employés en souterrain à cause de leur fluidité qui ne permet de les utiliser que dans des trous verticaux ou très inclinés et leurs utilisation se fait hors eau.

### **B-1-3 DETERMINATION DU PLAN DE TIR :**

Pour déterminer le plan de tir la plus approprié fig.17, on effectue des essais préalables de tir en site, il existe deux modes principaux d'essais :

#### **\* Essai en tir bloqué :**

Il existe à tirer en camouflet dans un ou plusieurs trous au point le plus proche des constructions intéressées, des échanges progressive jusqu'à arriver au voisinage de niveau de vibration admis ( $V_{max}$ )

#### **\* Essai d'un plan de tir type :**

On essaye un plan de tir préalablement établi avec mesure et analyse complète de vibration engendrés. Par la suite on procède à un ajustement éventuel des paramètres du plan de tir. Un nouvel essai est procédé si des ajustements ont été nécessaire.

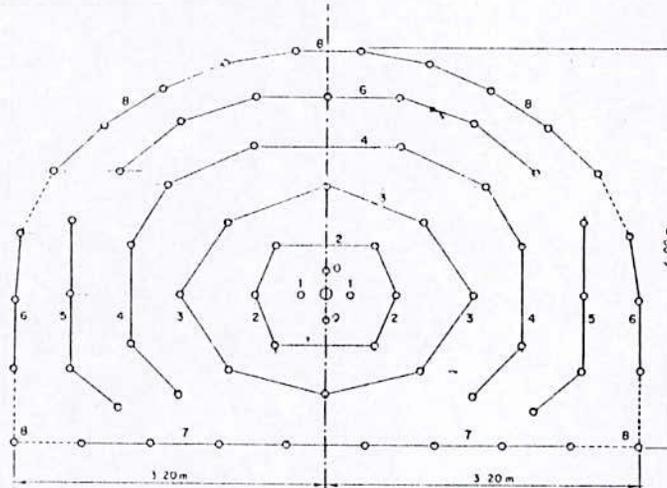
Théoriquement LEBURN a établi une formule qui donne la profondeur optimale du trou de mine, dans la pratique, la profondeur réelle du trou de mine, ne sera que de 70 à 80 % de la valeur théorique ( $m_0$ )

$$m_0 = \frac{4}{7} \sqrt[3]{l / c}$$

$m_0$  : profondeur théorique du trous

l: Quantité d'explosif

c: Coefficient dépendant de la qualité du terrain et de l'explosif .



Caractéristiques de la volée :

Foration :  $\varnothing 42$  mm, sauf le trou central du bouchon avec  $\varnothing 127$  mm, longueur de la volée : 2,70 m  
 Explosif : gomme  $\varnothing 25 \times 250$  g  
 Nature des détonateurs : retards ordinaires  
 Bourrage : argile  
 Densité de charge :  $77 / (22 \times 2,7) 1,3$  kg/m

Numéro des retards	Nombre de trous	Nombre de cartouches par trou	Charge unitaire (kg) par trou	Charge totale (kg)
Trou central du bouchon	1	0	0	0
Tir du bouchon	2	5	1,250	2,5
	1	2	1	2
	2	6	1,250	7,5
Forages de dégraissage	3	8	5	10
	4	10	1,250	12,5
	5	8	1,250	10
Dégraissage voûte	6	7	4	7
Découpage piédroits	6	5	1,250	7,5
Relevage radier	7	8	1	8
Découpage voûte	8	10	3	7,5
Relevage radier	8	2	1,250	2,5
<b>TOTAL</b>	<b>70</b>	<b>308</b>		<b>77 kg</b>

Fig 17 : Plan de tir avec bouchon parallèle pour un tunnel de 22 m<sup>2</sup> de section (document EGCEC)

#### **B-1-4 VALEURS RECOMMANDEES :**

En tenant compte des expériences acquise dans ce domaine à travers le monde , on a pu établir des limites de la vitesse de vibration maximum obtenue sur les trois directions ces limites sont :

-  $V < 1 \text{ cm / s}$

Dans ce domaine, les travaux se dérouleront généralement sans problème le probabilité de provoquer des dégâts même mineure est tiré faible, c'est le domaine d'utilisation recommandé.

-  $1 \text{ m / s} \leq V < 3 \text{ m / s}$

Les travaux dans ce domaine nécessitent un bon contrôle de niveau de vibrations. Il faut tenir compte aussi de l'état général des construction , des risques en cours et du contexte général dans laquelle se déroulent les travaux .

-  $V \geq 3 \text{ m / s}$

Dans les zones habitées , on ne doit jamais dépasser 3 cm /s , car à cette vitesse, les occupants des immeubles ressentent les vibrations et on peut même observé quelques dégradations mineurs. On ne doit tenir compte des modifications probables du comportement du sol provoqués par les tirs ( sol pulvérulent , sol saturé , pente en équilibre limité , etc. ...). La répétition des tirs peut faire apparaître des phénomènes de liquéfaction, des tassements différentiels, des glissements conduisant à des désordres dans les constructions .

#### **B-2 CREUSEMENT A L'AIDE DU TUNNELIER : [14][10]**

Le découpage ou l'excavation des galeries souterraines sans emploi d'explosif est une préoccupation ancienne des exploitants de mines aussi bien que les entrepreneurs. Cette recherche s'explique sans doute par le souci de réduire certains inconvénients du travail à l'explosif notamment :

- Les risques d'accidents.
- L'ebroulement de la roche autour de la cavité .
- Les hords, profils .

- Les coûts supplémentaires qui en résultent en matière de soutènement et de revêtement .
- La raréfaction des équipes très spécialisés de mineurs dont le recrutement est la condition du succès du travail à l'explosif .

Les tunneliers est une machine qui peut être utilisée dans toutes les catégories de terrains ( roche dur , roche tendre , terrain meuble ) .

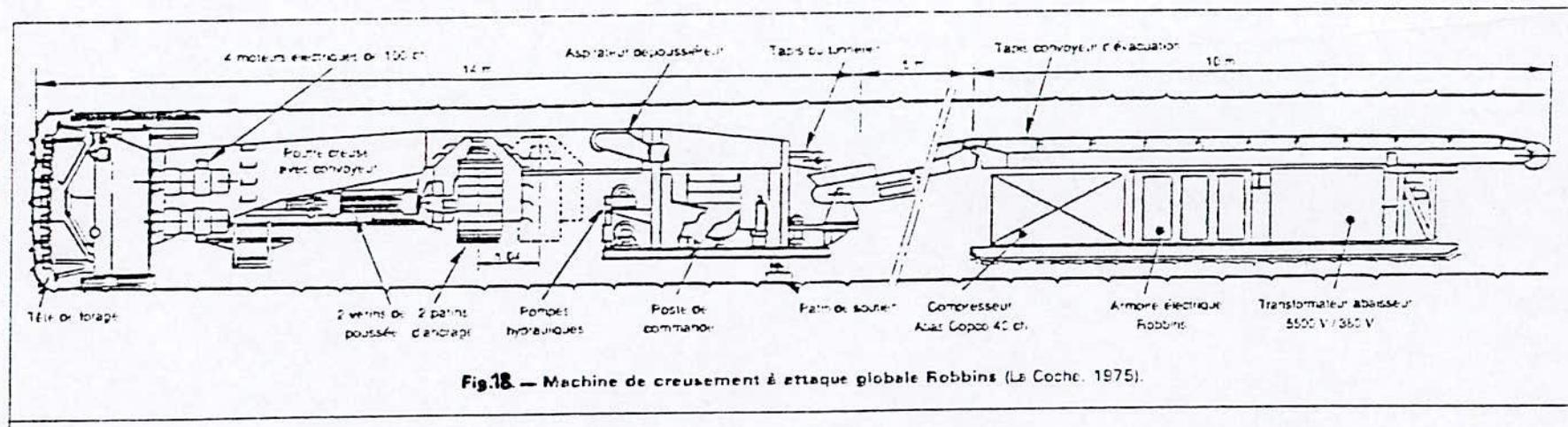
Il assure les trois fonctions principales suivantes :

- Fonction excavation
- Fonction soutènement
- Fonction marinage .

Les boucliers à front confiné constituent ce que l'on pourrait appeler la dernière génération des tunneliers (fig 18), à savoir un matériel capable de faire face à des situations particulièrement difficiles acqui en tous cas , jusqu'a leur apparition nécessitaient la mise en oeuvre des méthodes spéciales , longues et onéreuses, telle que traitement de terrain ou congélation . Il s'agit essentiellement du creusement en terrain meuble et aquifère ( généralement formation sédimentaire des vallées) .

Ces tunneliers comportent à l'avant , une chambre étanche dans laquelle sont installés les moyens d'excavation et qui peut être mise sous pression de façon à assurer l'équilibre du terrain le long de la surface verticale du point de vue des pressions intergranulaires. De même qu'il existe plusieurs méthodes d'excavation , il existe aussi plusieurs sortes de confinement pour assurer partiellement ou totalement l'équilibre des trois phases dont est constitués le terrain en place . Le confinement peut être gazeux ( air comprimé) , liquide ( eau ou boue bentonitique ) ou solide ( confinement pâteux ou confinement de sol ) .

Compte tenu des caractéristiques mécaniques des terrains aux quels ils sont destinés , ces tunneliers sont obligatoirement associés à la pose d'un revêtement à l'intérieur de la jupe du tunnelier , du sorte que les parois du galerie soient soutenues en permanence .



### **B-2-1 PRINCIPAUX ORGANES DES TUNNELIERS :**

Le tunnelier est constitué par plusieurs ensembles qui sont :

#### **a- LA MACHINE :**

Proprement dite se compose des :

- Tête à coupe
  - Support principal de cette tête .
  - Des ver ins d'ouvrage
  - Du dispositif de poussée
  - Du poste de commande
  - De l'installation hydraulique
  - Des ver ins de réglage en hauteur et en direction .
  - Du système d'évacuation des déblais du front vers l'arrière .
- } Système de propulsion et de prise d'appui

#### **a-1 Système hydraulique et ancrage de la machine:**

Le système hydraulique comprend un circuit de basse pression les services auxillaires et un circuit de haute de pression qui alimente les verrins de poussée sur la tête , les vérins de calage au terrain, le verin stabilisateur palacée derrière la tête de coupe et l'appui arrière . La course des ver ins de poussée varie de 1,00 m à 1,50 m leurs poussée peut atteindre 750 tonnes ( soit 10 t et plus par disque). La poussée d'ancrage exercée par les ver ins de calage latéraux est de l'ordre de 1000 t à 2000 t .

On arrive à executer des courbures d'un rayon de 30m en exerçant des poussées différentes sur les verins de droite ou de gauche .

L'ancrage de la machine se fait de deux manières suivantes :

- En croix, verrins placés à 45° par rapport à l'axes du tunnel dans ce cas , les surfaces les plus sollicitées seront les surfaces d'appui des verins qui sont fortement comprimées .

- Horizontal, qui est beaucoup plus favorable , les roches sont à même d'absorber les efforts sans rupture car les surcontraintes sont apportées aux endroits les moins sollicités .

Pour éviter le poinçonnement et la destruction des roches , on donne des surfaces d'appuis suffisamment larges. L'effet du serrage et du desserrage des verins peut provoquer la chute des blocs .  
(fig.19)

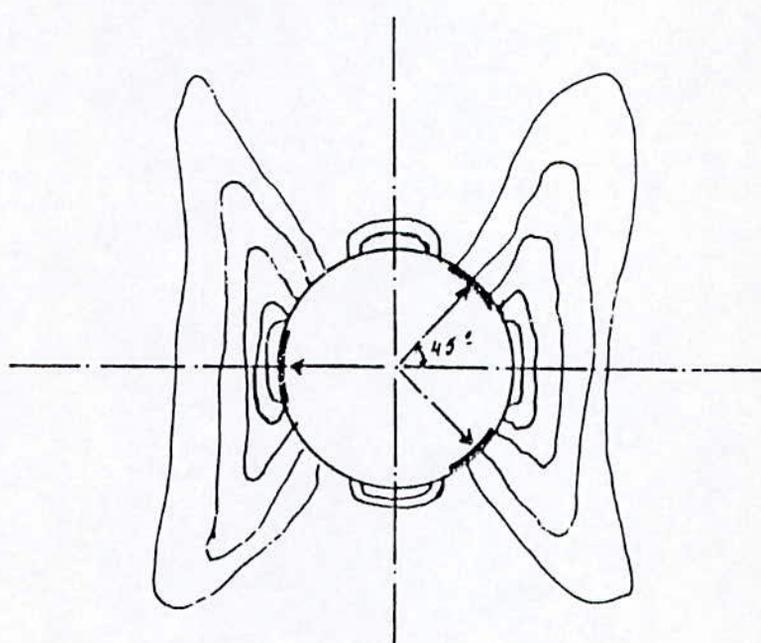
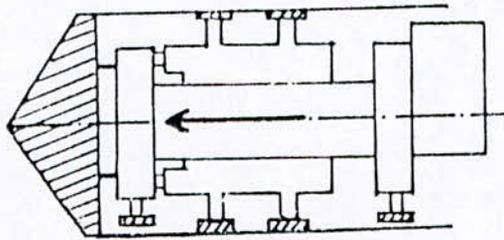


Fig.19

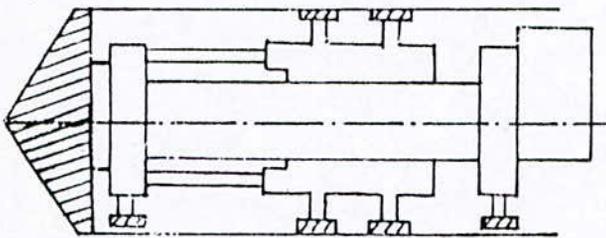
**a-2 Shéma de principe du fonctionnement et de progression de la machine :**

La progression de la machine se fait en quatre étapes qu'on peut voir sur les schémas suivant : Fig 20.

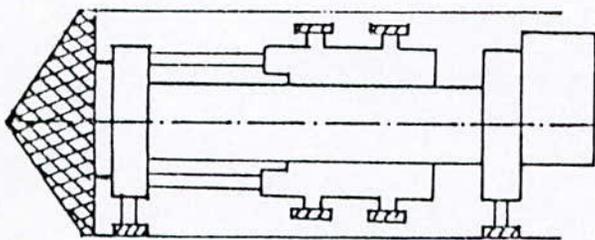
figN20 La progression de la machine



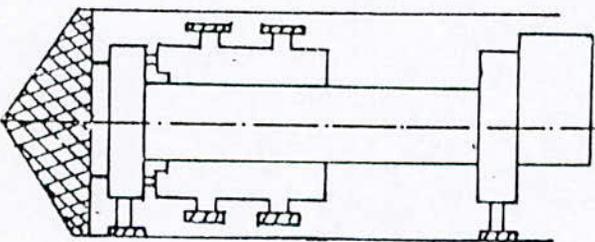
**1<sup>er</sup>** La machine est ancrée par ses patins latéraux, les appuis au sol sont libres, le forage démarre



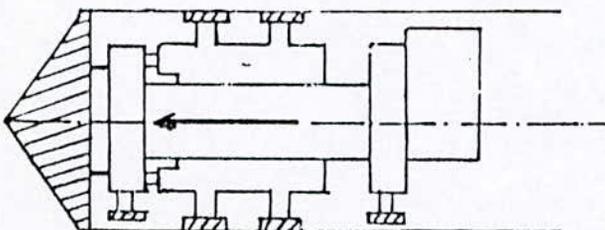
**2<sup>ème</sup>** Les vernis de poussée sont à fond de course, le forage d'une passe est terminé



**3<sup>ème</sup>** les appuis au sol sont abaissés, les patins d'ancrage sont desserrés, le corps extérieur de la machine est avancé grâce aux vérins horizontaux qui sont à double effet.



**4<sup>ème</sup>** La machine se trouve en position de repos, elle est alignée correctement



**5<sup>ème</sup>** Les patins d'ancrage sont appliqués au terrain, les patins d'appuis au sol sont relevés, la tête de forage est remise en marche et appliquée contre le front par des vérins

**b- Pont de transfert et bande de changement :**

Un convoyeur-pont relie le remorque à la bande de changement qui peut avoir 50 à 100 m de longueur pour avoir ainsi un point de chargement des déblais suffisamment éloigné de la tête de coupe .

L'espace libre servira en déchargement de matériel au remplissage du radier , à la pose des rails, de réserve d'outils et même de l'introduction d'un convoit de berlines entre les portiques supportant la bande, pour ainsi augmenter la capacité de chargement .

**c- Direction et niveau:**

Dans cette méthode de creusement , la direction est matérialisée par un rayon laser , qui doit passer par la croisée des fils de deux écrans suspendus l'un à un cadre de soutènement déjà mis en place , l'autre à l'arrière de la tête de coupe .

Le machiniste doit maintenir constamment la direction et le niveau .

**d- Transfert du matériel:**

Les cadres de soutènement sont amenés par des trucks spéciaux jusqu'aux point de déchargement, par la suite, ils sont souvent transportés par monorial jusque derrière la tête de coupe.

**e- Soutènement et revêtement :**

Le soutènement est assuré par la machine elle même. Du fait du découpage mécanique des roches, la galerie est généralement autoportant, alors le revêtement sera légers, préfabriqué. Sa mise en place se fait dans le jupe du tunnel et servira en même temps d'appui arrière du tunnelier. Quelque pays ( RFA , URSS ,France ) ont tenté l'expérience de coulage du revêtement sur place derrière le corffage, en moyennant certains dispositifs appropriés, mais le procédé de mise en place d'elements préfabriqués reste le plus utilisé, en raison de sa fiabilité qui indépendanté des conditions géotechniques et hydrogéologique.

Généralement le revêtement est dimensionné pour reprendre les efforts dûs au tunnelier ( patin , apuis arrière ) .

**e-1- Les différents types de revêtement préfabriqués:**

Un revêtement préfabriqué se compose d'une série d'anneaux justaposés ( sauf le revêtement hélicoïdal) . Les anneaux peuvent être droits ou biais . Les premiers décrivent des tracés rectilignes alors que les seconds , suivant l'agencement adopté , décrivent des tracés courbes ( en plan ou en profil) mais peuvent décrire des traces rectilignes en inversant les biais ( anneaux universels ) . La longueur d'un anneau est composé de :

- un certain nombre de voussoirs identiques ( anneaux droits) , on peut différents ( anneaux biais); appelés voussoirs courants .
- Deux voussoirs contre-clé .
- Un voussoir clé .

Les voussoirs clé sont conçus pour constituer le clavage final de chaque anneau , il ya deux sortes de clé :

- La clé longitudinale , de forme trapézoïdale avec une courbure ou deux , son introduction se fait longitudinalement .
- La clé radial, dans ce cas, les faces des joints sont des plans non radiaux mais convergent en direction de l'extérieur du tunnel.

Ce revêtement peut être constitué de :

- \* Voussoirs préfabriqués en béton .
- \* Voussoirs préfabriqués en fonte . fig 20.

**e -1-1 Equipement des joints , injection de remplissage :**

Le revêtement du tunnel assure deux rôles :

- La stabilité des parois du tunnel par la résistance qu'il oppose à la déformation du terrain en croissant .

- Eventuellement l'étanchéité vis à vis de venues d'eau dans le tunnel .

Ce rôle suppose les trois conditions suivantes :

- \* Des joints capables de reporter et de transmettre convenablement des efforts extérieurs d'un voussoir à l'autre .
- \* Des joints étanches .
- \* Un contact efficace du revêtement avec le terrain .

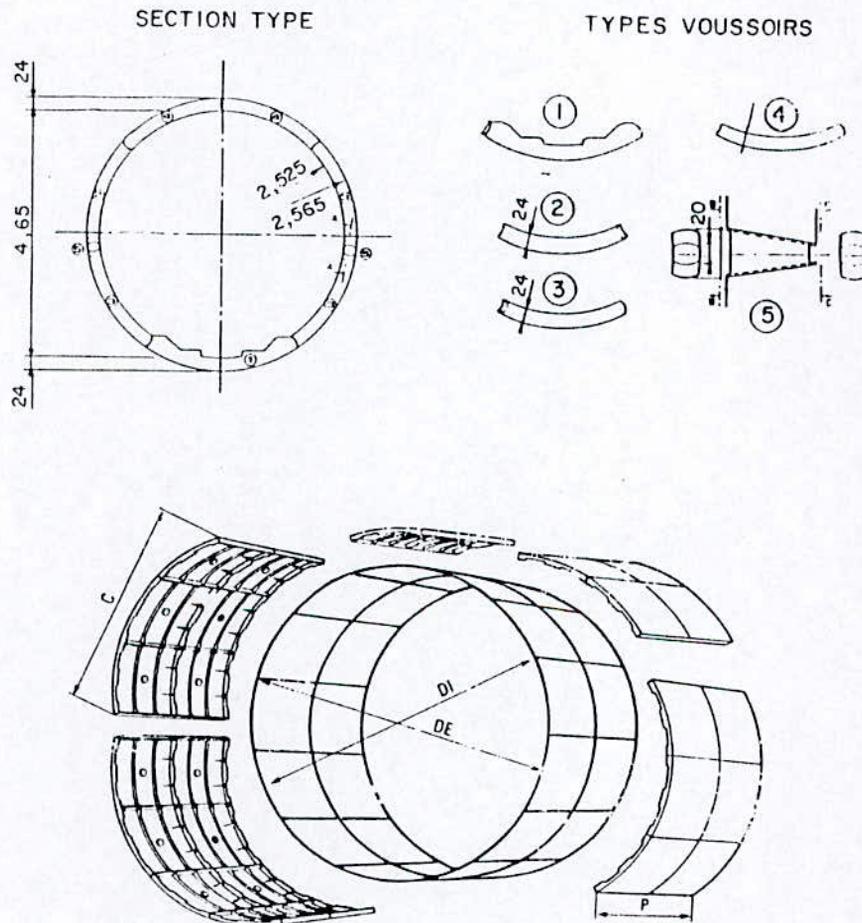


Fig 20 : Exemples de revêtement en voussoirs

Il y a deux types de joints :

\* Le joint transversal ( joint entre anneaux successifs ) qui doit reprendre les efforts de cisaillement dûs à des déformations différentielles des anneaux adjacents . Si le glissement radial le long du joint n'est pas admis ( pour des raisons techniques ) et pour transmettre les efforts de cisaillement , on doit utiliser , soit joint dites " à géométrie conjuguée " ( bossage , rainure et languette, en taille simple ) soit des joints plans à assemblage mécanique ( boulon à tige filetée tire fonds , gonjons métallique ou boulons transversaux).

Le joint longitudinal qui concerne les voussoirs d'un même anneau il doit supporter les efforts de compression dûs à l'action de terrain encaissant et les efforts de flexion d'ovalisation et les efforts de cisaillement transversal. Il peut être un joint à rotation soit un joint à géométrie conjuguée du type à rainure et languette ( en générale boulonnés ). soit des joints plans à assemblage mécanique ( à boulons courbes ou à clavettes expansibles).

#### **e-1-2 Garnitures d'étanchéité des joints .**

Les joints des anciens voussoirs en fonte grise étaient étanchés par motage au plomb dans les engravures . Pour les voussoirs en béton , les joints étaient étanchés par une simple application de peinture bitumineuse mais généralement , on utilisait des injections complémentaires en extradoss au travers de trous d'injection réservés dans le voussoirs. L'étanchéité des joints dépend de:

- La bonne planéité et la bonne précision des faces des joints
- La linearité du dispositif d'étanchéité
- Montage précis de voussoirs les uns par rapport aux autres.

Il existe deux catégories de garnitures:

#### **\* Les garnitures compressibles :**

Les matériaux utilisés sont du caoutchouc synthétiques purs (neoprène), chaque voussoir est muni d'une garniture et disposée suffisamment loin de l'intrados pour que les trous de boulons, s'ils existent, soient situés à l'intérieur du joint et donc protégé par lui.

**\* Les garnitures expansibles:**

Les matériaux utilisés sont un mélange de caoutchouc synthétique et des résines insolubles ayant de propriété de gonfler fortement en présence d'eau . Cette propriété exige une protection sévère pendant leur stockage et leur transports , pour ainsi éviter toute humidification et gonflement intensif avant leurs mise en place . L'autre inconvénient est que l'étanchéité n'est réellement obtenue qu'au bout de quelques heures , ce qui peut être gênant dans le cas devenus d'eau abondantes . Pour les voussoirs en fonte , la garniture d'étanchéité est constituée par des bandes de bitume ou de Néoprène qui sont appliquées sur chaque face du joint et qui sont serrés l'un contre l'autre par le boulonnage à l'intérieur d'une alvéole fermée .

**e-1-3 Les injections de blocage :**

Elles consistent à remplir l'espace annulaire entre l'extrados des voussoirs et le terrain , elles assurent le blocage des anneaux en limitant leur ovalisation et minimisent les tracement de surface . Les produits utilisés sont des coulis ou des moitiés de sable-ciment ou ciment cendres volantes ou même des matériaux d'abattage du tunnel dans certain cas . Leurs mise en oeuvre est faites soit par les trous réservés dans chaque voussoirs , ou par des conduites disposées longitudinalement sur le jupe . La pression de mine en oeuvre est de 2 à 4 bars en clé .

**e-1-4 Avantages des revêtements en voussoirs :**

- Structure définitive dès la pose des voussoirs
- Très bonne qualité de béton
- Faculté d'adaptation aux efforts parasites ( Grâce à la présence des joints ) .
- Cadence de pose élevée
- Préfabrication des voussoirs en béton
- Caractéristiques mécaniques élevées pour les voussoirs en fonte ductile .
- Flexibilité du revêtement en voussoir fonte
- Possibilité de réalisation des courbures à faible rayon .
- Bonne résistance aux chocs de voussoirs en fonte ductile .

**e-1-5 Inconvénients des voussoirs :**

- L'inconvénient majeur et leur coût de fabrication qui est relativement élevé.
- Lorsqu'on a un tracé courbe , les voussoirs doivent être numérotés en usine ou en unité de préfabrication et chaque voussoir à un emplacement spécifique et nécessite un moule spécial , aussi cela augmentent leurs prix considérablement .
- Gros investissement dans les usines de préfabrication de voussoirs .
- Main d'oeuvre spécialisée pour la préfabrication .

**B-2-2 Tunnelier pour très grands diamètres ;**

Dans le cas des tunnels à grands section , on peut être amené à le réaliser en plusieurs phases . Ce fût le cas du tunnel autoroutier du "SONNENBERG" . Il fut réalisé en deux phases à trois diamètres successifs , le diamètre final du tunnel est de 10,46 m . Les travaux de creusement se sont déroulés de la manière suivantes :

**1er phase :**

Forage d'un trou pilote dans l'axe du tunnel ( son diamètre est de 3,50 m ) .

**2eme phase :**

alésage en deux échelons à 7,70 m puis à 10,64 . Le soutènement du trou pilote n'est pas nécessaire car , généralement ; il tient seul , néanmoins si la roche est de très mauvais qualité , on la renforce avec des boulons en fibre du verre avec un treillis plastique . Ce renfort sera par la suite détruit par l'aléuseuse .

**B-2-3 Tunneliers pour petit diamètre ( type minifullfaces ) :**

Le creusement se fait au moyen d'une tête de coupe fixée à un bras pivotant de bas en haut . La passe d'une telle machine est de 10 à 20 cm suivant la dureté de la roche . La tête de coupe est équipée d'un plateau de 1,40 m à 1,6 m , elle attaque le terrain de bas en haut , lors de sa descente , elle pousse le déblais vers le traîneau .

Le principe de creusement d'une passe comporte cinq phases qui sont :

- La tête de coupe est arrivée en position basse et les déblais ont été évacués les deux patins avant sont décalés .
- Les deux patins arrière restent calés entre les deux parois du tunnel , la machine est tirée vers l'avant .
- Les patins avant sont calés contre les parois puis en avance les patins arrière parés les avoir décalés .
- Les quatre patins étaient calés contre les parois , la tête de coupe abat la roche , le bras pivotant de bas en haut .
- Lors de la descente du bras , la tête de coupe pousse les déblais vers le premier convoyeur à raclettes .

Les déblais sont évacués à l'aide de deux camions navettes montés sur des roues en caoutchouc synthétique et épousant la forme semi-arrondi du radier . Le premier sert de trémie de stockage des déblais , il est constamment relié au tunnelier et équipé d'un convoyeur à raclettes qui permet de remplir la deuxième lorsqu'il aura déchargé les déblais à l'extérieur du tunnel .

#### **B-2-4 Tunnelier pour roche tendre et granulaires:**

##### **a- Creusement sous nappes aquifère :**

Inconvénient majeur de tels terrains est l'équilibre de la pression hydrostatique pour cela on utilise soit :

##### **Des boucliers à air comprimé :**

Son principe est l'établissement d'un mur de masque , équipé de sas à personnel et à matériaux et on maintient en pression toute la section de l'ouvrage , comprise entre " mur de masque et le front de taille " . Au début le mur de masque n'est pas déplacé périodiquement , ce qui entraîne une augmentation de la section du tunnel à maintenir en air comprimé au fur et à mesure de l'avancement du front . Ainsi la quasi totalité du personnel devait travailler sous pression .

Actuellement , les tunneliers de type ROBBINS sont équipés de boucliers mécaniques . Dans cette technique de creusement , on doit toujours éviter les pertes d'air qui peuvent être très coûteuses, et peuvent même provoquer des perturbations dans les terrains de couvertures , à titre d'exemple , les fuites d'air comprimé dans un tronçon du métro rapide de paris ont provoquer l'inflammation spontanée d'une formation lenticulaire de lignite , située dans les terrains de couvertures .

#### **Des boucliers à liquide dense supportant le front :**

Cette technique à mise au point dans le JAPON , l'ALLEMAGNE et l'ANGLETERRE . Le liquide dense utilise est de la bentonite diluée dans de l'eau , ses objectifs sont :

- Maintenir la cohésion du sol en contre balançant la pression hydrostatique .
- Eliminer les déblais , en pompant la base chargée de déblais en surface , la on élimine les gros morceaux par criblage , ensuite on la passe dans une batterie de cyclones pour éliminer les sables éventuellement , enfin elle s'écoule dans un bassin de décantation à plusieurs compartiments , d'ou elle est reprise pour sa réutilisation .

Pour maintenir le front en pression , on l'approvisionne de l'eau fraîche chargée de bentonite par la partie supérieur et on aspire l'eau chargée de déblais par la porte inférieur. L'ensemble de tuyauteries sont extensibles la jupe du tunnelier et pourvue d'un solide joint en Néoprène qui frotte sur les derniers anneaux en place pour assurer l'étanchéité , la face extrados des anneaux est enduit de bentonite pour réduire en frottements , un sas pour un ou deux hommes prévu pour le remplacement des outils et l'entretien de la tête . On peut même prévoir un grand sas à l'entrée du tunnel , au cas ou il faut enlever un anneau déjà en place pour réparer le joint , on peut mettre le tunnel en pression .

#### **b- Creusement en roches meubles sèches ou en formation imperméable :**

Il existe plusieurs machines pour de tels creusements :

### **Drum Digger :**

C'est une machine qui comporte une roue à 4 ou 6 rayons portant des pics laboureurs en carbure de tungstène, orientés de telle façon que la roue puisse tourner dans les deux sens, cette roue est disposée à l'intérieur du bord d'attaque de bouclier qui forme trousse coupante, elle est actionnée par 4 à 6 moteurs hydrauliques. Les déblais sont récupérés dans des plaques radiales qui les remontent vers haut de la machine, ils se déchargent dans une trémie, puis de là sur la courroie d'un transporteur.

Les terrains qui se prêtent mieux au percement par cette technique sont les argiles sèches de consistance assez ferme, les sables secs, les craies etc. ...

Pour les tunnels de très grand diamètre creusés dans une formation de qualité moyenne, on utilise des boucliers très robustes à l'intérieur, les roches sont excavées, à l'aide d'une machine à attaque ponctuelle ou d'une excavatrice à godet suivant leur dureté. Ce procédé est utilisé pour le percement du tunnel autour de la radiale de Oued- Ouchaiah, par l'entreprise GICO.

### **Tubes poussés :**

Ils sont utilisés pour la réalisation des toits des stations pas très profondes pour éviter l'ouverture des chaussées et le creusement des tranchées. Ces tubes sont en béton, en asbeste ciment ou en fonte. Le premier tube est équipé d'un bouclier en acier, taillé en biseau il forme la trousse coupante. Le départ de la conduite se fait dans une fosse où sont installés des vérins hydrauliques de passage, le butée arrière est constituée par un mur en béton. L'abattage et chargement des roches se fait par une machine à attaque ponctuelle et un convoyeur à raclettes. Les tubes sont enduits de bitume raccordés par manchettes de jonction métallique protégées par des caoutchouc d'étanchéité et rempli de béton solidarisés par des armatures et précontraintes.

### **Bouclier à trousse coupante mobile :**

Ils sont constitués de couteaux mobiles à enfilage.

### **B-2-5 Tunnelier avec jet d'eau à très haute pression**

Ces tunneliers sont au stade d'essai uniquement au USA et en ALLEMAGNE, ils seront utilisés dans les massifs rocheux très dure. Les jets d'eau qui passent dans les tuyères de 0,25 mm de diamètre avec une pression maximale de 40 MPa découpent dans la roche de saigné concentriques qui vont créer des surfaces de dégagement. Les anneaux de roche qui subsistent entre les saignés sont cisailés en plaquettes par les molettes à disques. Ces machines plus légères par conséquent plus mobiles, permettront de creuser économiquement des galeries de courte longueur.

### **B-2-6 Outils de coupe :**

Plusieurs types d'outils peuvent installés sur les têtes de tunneliers. Dans les machines « pleine face » on utilise, soit des disques soit des pics.

Les disques ( ou molettes ) sont analogues aux molettes de vitrier ( fig. 21a ). Ils sont portés par un palier radial de façon à tracer sur le front des cercles concentriques.

Leur implantation sur plateau et leur angle de pénétration tels que les sillons décrits à chaque tour de roue par l'ensemble des disques soient suffisamment proches les uns des autres pour provoquer la rupture de la portion de la roche restant entre les sillon ( Fig. 22 ). Le nombre de molette est compris entre 10 et 18 par mètre de rayons de la section excavée, ce qui correspond à un écartement des sillons compris entre 6 et 10 cm. Les disques conviennent à l'attaque des formations rocheuses, même homogène et résistantes. On utilise généralement des disques d'un diamètre de 12 ou 15 pouces (= 300 ou 380 mm). L'évaluation récente à vu l'apparition de molette de plus en plus élevées ( jusqu'à 19 pouces soit 483 mm de diamètre pour une poussée unitaire de 32 t ). De telles molettes sont capables de pénétrer dans des granits extrêmement durs dont la résistance à la compression peut dépasser 250MPa. Les molettes peuvent dans certains cas, être munies de picots au carbure du tungstène. Il existe aussi des molettes à double disque ( fig. 21 b ). Les pics ou les dents travaillent à la façon des dents de ripeurs en raclant le terrain dans lequel ils pénètrent (fig 23). Ils conviennent pour des terrains meubles ou cohérents et sont alors disposés sur les bras ou le long des fentes radiales de la tête de coupe.

Certains de ces outils peuvent être placés à la périphérie de la tête pour réaliser une « surcoupe » réglage ou fixe à la périphérie de la jupe, de façon à réduire les frottements ou à faciliter l'inscription dans les courbes.

Fig. 21 Molettes →

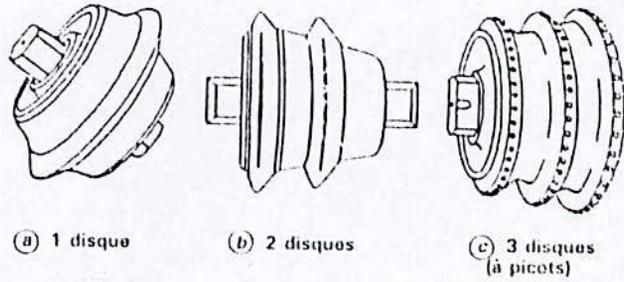


Fig. 22 mécanisme d'action des molettes →

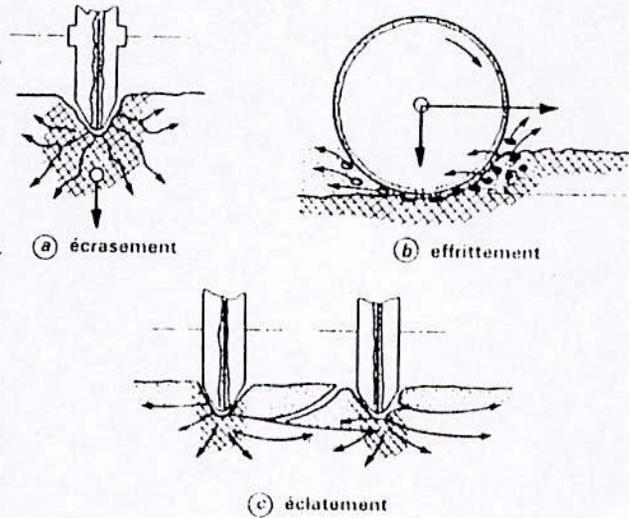
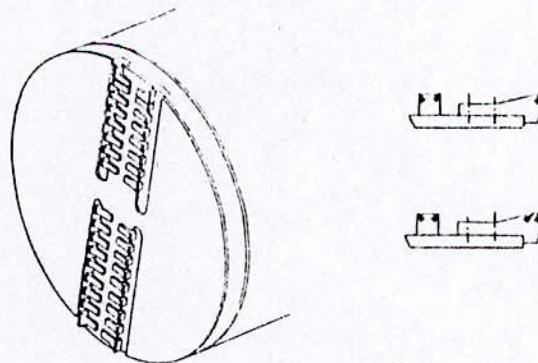


Fig. 23 Exemple de pics →



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

Les molettes et les pics doivent pouvoir être changer depuis l'arrière de la tête pour éviter le travail à l'avant de la tête ( très dangereux en terrain instable ) et pour réduire la durée de ces opérations .

### B-2-7 Mode de destruction des roches :

La poussée sur l'outil de coupe exerce des efforts normaux et tangentiels sur les roches ( fig. 24 a) sous l'effet de ces efforts l'arrêté de l'outil pénètre dans la roche ( fig 24 b) on aura ainsi une zone broyée ( sous le méplat de l'arrêté ) ( fig 24 c ), des fissures se développent et gagnent la surface libre ( fig 24 d)

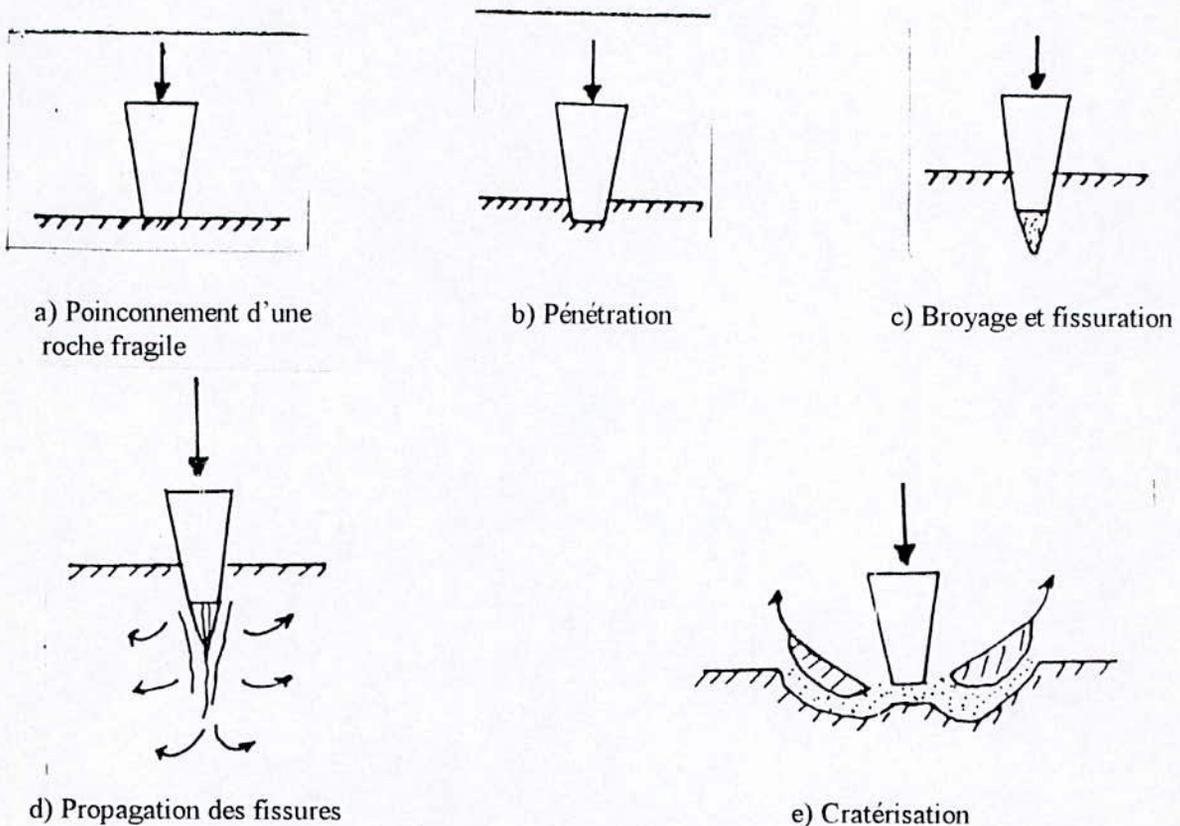


Fig. 24 mode de destruction

Ce qui provoque un départ brutal d'éclat accompagné d'un dégagement important de poussière provenant de la zone broyée ( fig 24 e), à la fin, on aura un cratère formés autour de chaque outils évoluent en sillons.

Jusqu'à la pénétration de l'arrêté dans la roche, on aura mobilisé une énergie élastique, par la suite une énergie plastique accompagnée d'un dégagement de chaleur par frottement internes. Une grande partie de l'énergie dispensée pour la destruction de la roche est perdue en :

- Frottement qui entraînent l'usure des outils.
- Dégagement de chaleur, ce qui entraîne la formation d'un gradient thermique et augmente leurs usure.
- Réduction inutile de la roche en fragments de petite taille.

#### **B-2-8 Définition des facteurs d'usure :**

L'abrasivité et l'usure des outils de coupe sont déterminés par le facteur d'usure F établi par le DR SCHIMAZEK, en fonction de la résistance à la traction de la teneur en quartz et des dimensions des grains de quartz

$$F = (t / 100) \times d \times R_t \times 1.4$$

F : Facteur d'usure exprimé en Kg / cm

t : Teneur en quartz exprimée en %

R<sub>t</sub> : Résistance à la traction de l'échantillon de roche exprimée en Kg / cm<sup>2</sup>

d : Dimension moyenne des grains de quartz, exprimé en cm.

1.4 : Facteur correctif qui tient compte de ce que le plan , suivant lequel les grains ont été seies , ne correspond pas necessairement à sa plus grande durface .

Pour DR . DCHIMAZER , les valeurs limités de F sont :

F = 0,5 Kg / Cm pour les pics

F= 0,70 Kg / Cm pour les molettes .

Si la vitesse de rotation des tambours de coupe est réduite, ces valeurs limités de F peuvent être augmentées .

Pour la teneur en quartz, on détermine la teneur en quartz totale et celle des grains dépassant 30 $\mu$ . La résistance en frection  $R_t$  est donnée par l'essai de traction par pendage entre plateau ( essai brésilien ) .

$$R_t = \frac{2 \times P}{\pi \times d \times h}$$

P : Charge maximale atteinte ( en Kg )

d: Diamètre du cylindre ( en Cm)

h: Longueur du cylindre (en Cm)

$R_t$  : résistance à la traction ( en Kg / cm<sup>2</sup> )

#### **B-2-9 Notion de coefficient d'utilisation , de disponibilité et indice de fiabilité des tunneliers :**

Avant toutes ex exploitation d'un tunnelier , on doit déterminer les valeurs de ces coefficients pour se prémunier de toutes confusion dont les conséquences peuvent être graves :

##### **a- Coefficient d'utilisation d'une machine :**

Il est le pourcentage du temps de fonctionnement de la machine par rapport à la durée totale des postes productifs soit :

$$\alpha = 100 \times \frac{M}{T}$$

M: Temps de fonctionnement ( de marché )  $M = R + G$

R : Temps de rotation de la tête de la machine

G : Temps de reprise des appuis

T: Durée totale théorique des postes de forage

$$T = M + P + F + D - C$$

F: Temps d'arrêt de la machine provoqués par les fonctions autres que le forage : marinage , soutènement , bétonnage , etc ....

P : Temps d'arrêt de la machine provoqués par la panne et l'entretien de celle- ci pendant les postes de forage ( incluant les chargements d'outils ) .

D : Temps d'arrêt provoqués par des incidents divers .

C: Temps d'arrêt dûs aux chargements de poste , casse- croute , etc ...

**b- Coefficient de disponibilité opérationnelle d'une machine :**

Il est le pourcentage du temps pendant laquelle machine est en état de fonctionner par rapport à la durée total des postes productifs .

$$\beta = 100 \times \frac{T - P}{T}$$

**c- Indice de fiabilité :**

Il est le pourcentage du temps de fonctionnement par rapport à la somme de ce dernier temps et des temps de pannes .

$$\varphi = 100 \times \frac{M}{M + P}$$

Il permet de juger la machine et il est généralement apprécié par les constructeurs .

**d- Indice de plein - emploi :**

Cet indice donne une idée précise sur un chantier mécanisé, il détermine l'importance de la fonction de creusement, toutes pannes mises de coté par rapport à l'ensemble des fonctions du chantiers . Il est le rapport du coefficient d'utilisation au coefficient de disponibilité

$$\gamma = \frac{\alpha}{\beta} = \frac{M}{T - P} \quad 0 \leq \gamma \leq 1$$

Si  $\gamma$  est proche de 1, on dira que le chantier est exempt d'incidents majeurs et les fonctions annexes sont très simplifiées. Par contre si  $\gamma$  est faible, on dira que le chantier présente d'incidents majeurs ( géologiques ) ou que les fonctions annexes sont très compliquées .

**B-2-10 CHOIX D'UN TYPE DE TUNNELIER :**

Ce choix se base sur des critères d'ordre technique relatif au terrain ( comportement mécanique, hydrogéologique, discontinuités , altérabilité - dilatance et l'état naturel des contraintes ) et à l'ouvrage et à son environnement ( Géométrie du tunnel et la sensibilité du site au tassements ). Le groupe de travail N°4 de l'AFTES à établi des tableaux qui donnent pour les principaux critères, des indications propres à orienter le choix du type du tunnelier .

**B-2-11 AVANTAGE DU TUNNELIER :**

- Le tunnelier permet d'atteindre des vitesses de creusement assez élevées , de 15 à 30 m par jour .
- Pas d'ébranlements, ce qui entraîne une bonne tenue de la galerie .
- Pas de surprofils, donc on aura une économie de béton .
- Le soutènement est faible et rapide ( Préfabriqué ) .
- Les équipes de personnel sont réduites , ce qui augmenté le rendement par homme poste .
- La sécurité des chantiers est accrue .

**B-2-12 INCONVENIENT DU TUNNELIER :**

- Le temps de travail effectif de la machine ne dépasse pas 30 %

- Problème des accidents géologiques ( blocage de la machine ) .
- Le coût de la machine
- La géométrie du tunnel doit être circulaire
- Le coût des outils .

### **B-3 CREUSEMENT A L'AIDE DES MACHINES A ATTAQUE PONCTUELLE [ 8] [4] [3]**

Le principe de creusement à l'aide de ces machines se fait en des points ponctuels. Ces machines peuvent être soit des excavatrices à godets soit des marteaux piqueurs soit les fraiseuses suivant la dureté de la roche, la plus utilisé de ces machines sont les marteaux piqueurs, les pelles mécaniques et les fraiseuses .

#### **B-3-1 Marteaux Piqueurs :**

Les marteaux piqueurs peuvent être électriques ou pneumatiques. Cependant les tentatives de création de marteaux piqueurs élastiques n'ont pas donné encore des résultats positifs et actuellement on n'emploie exclusivement que les marteaux piqueurs pneumatiques . OMSP .5 est le suivant : l'air comprimé amené par des conduites dans la tailles d'abattage est introduit dans le marteau piqueur par une manche en caoutchouc simple , fixée sur le raccord du marteau. L'air introduit dans le marteau, entre suivant la position du tiroir soit dans la partie antérieure, soit dans la partie antérieure, soit dans la partie postérieur du cylindre dans un sens ou dans l'autre. A la fin de chaque course - avant, le piston porte un coup sur la queue de l'aiguille dont la pointe pénètre dans la massif et détache la roche du front de la taille .

La mise en marche du marteau piqueur et son arrêt s'obtiennent par le pression ou la détente sur la poignée. Le nombre de coups du percuteur sur la queue de l'aiguille atteint 950 par minute avec une pression normale de service 4 atmosphères et un débit d'air de  $1 \text{ m}^3 / \text{mn}$  . Le marteau piqueur OMSP .5 pèse 10,5 Kg . Les dimensions et la forme de la tête de l'aiguille ont une grande influence sur le rendement du marteau et doivent être choisies en fonction des propriétés du minerai à abattre .

### **B-3-2 FRAISEUSES :**

#### **a- CARACTERISTIQUES DES FRAISEUSES :**

Avec ces machines, l'abattage est effectué par une tête unique armée de pics, elle peut être tronconique, cylindrique ou hémisphérique. Elle est fixe à l'extrémité d'un bras mobile dans les deux plans ( horizontal et vertical ). Ces machines sont montées sur des chenilles, des pneumatiques ou des "bases marchantes " . Elles sont stabilisées par leurs poids et si c'est insuffisant, on ajoute des vérins auxiliaires. Le mode de chargement des déblais varie d'une machine à l'autre . Elle s'adaptent bien pour l'abattage des roches, d'une dureté moyenne, pour les roches, les pics s'usent rapidement et ils sont chers .

L'emploi de ces machines n'est recommandé que si le tunnel à creuser a une longueur suffisante pour amortir les dépenses .

#### **b- MODE DE TRAVAIL DE LA TETE DE COUPE :**

La tête découpe la roche soit radialement soit frontalement ( ou auxiliairement ). Quand la découpe est radiale, la machine doit être bien calée . Car les composantes des forces de coupe sont obliques par rapport au corps et elle peuvent provoquer un basculement ou un glissement, mais quand l'attaque est frontale ( axiale ), le poids de la machine compense la composante de la réaction de coupe . Ce mode de coupe permet une économie en l'énergie car une bonne partie des bancs est cassée au lieu d'être composée, ce qui augmente le volume de l'abattage pour les roches tendres, on utilise des machines légères qui évacuent les déblais par un convoyeur à raclettes à chaîne centrale, fixé sur le bras de coupe lui même .

#### **c- AVANTAGES DE CES MACHINES :**

- Simultanéité des opérations, de chargement et d'évacuation des roches .
- Grande vitesse d'avancement ( 6 ml / jour à Oued - Ouchaih ) .
- Pas d'ébranlements , ce qui entraîne une meilleure tenue des terrains .
- Découpage soigné de la section ( pas de surprofils ) .

**d- INCONVENIENTS :**

- Frais d'investissement élevés .
- Frais de démontage, de transport et de remontage du matériel .
- Utilisation limitée, pour les roches de dureté moyenne .
- Beaucoup de poussières .

**C- SOUTÈNEMENT [ 2] [14][13] [10]**

**C-1 INTRODUCTION : [ 2] [10]**

Le mode de soutènement adapté pour l'exécution d'un ouvrage souterrain dépend notamment de la nature des terrains traversés des caractéristiques de l'ouvrage, des moyens d'excavations utilisés, de l'environnement , doit toujours à la charge d'un ingénieur expérimenté, que ce soit pendant les études ou pendant les travaux et en tient en compte des conditions économiques , y compris l'influence des aléas d'exécution et les sujétions résultant de l'organisation et de la sécurité du chantier.

Depuis une quinzaine d'années , des méthodes modernes de soutènement ont été élaborées, puis améliorées. Comparées aux méthodes traditionnelles, elle permettent bien souvent d'alléger le soutènement des tunnels au rocher tout en garantissant la sécurité et en présentant une plus grande souplesse d'exécution .

**C-2 MODE D'ACTION DES SOUTÈNEMENTS [ 14] [13]**

**C-2-1 CLASSIFICATION DES MODES DE SOUTÈNEMENT :**

Si l'on entend par soutènement tout dispositif ( ou procédé ) permettant d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant la période qui s'écoule entre le début de son excavation et la mise en place du revêtement définitif , on peut en fait distinguer quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain :

**- Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant ce sont essentiellement :**

- Le béton projeté seul .
- Le béton projeté associé à des cintres légers de soutènement agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant , il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :
- Boulon d'ancrage ponctuel ( à coquille ou à la résine )
- Boulon d'ancrage réparti ( scellés à la résine ou au mortier).
- Barres foncées .

**- Le soutènement agissant par supportage**

- Cintres lourds
- Cintres légers
- Plaques métallique assemblées
- Voussoirs en béton
- Tubes perforés ( voûte parapluie ).
- Boucliers

**- Le soutènement agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques :**

- Injection de consolidation
- Air comprimé
- Congélation .

L'action de supportage se caractérise par une plus forte résistance relative des éléments. Elle privilégie la résistance du soutènement par rapport à la capacité de résistance propre du terrain. Au contraire dans l'action de confinement, le terrain joue le rôle essentiel. Le rôle du soutènement se limite à développer sur les parois de l'excavation une contrainte radiale de confinement permettant au terrain de se soutenir lui-même généralement faible mais susceptible d'accroître fortement la résistance tangentielle du terrain et de permettre la formation des voûtes de décharge.

Cette classification doit être considérée comme une représentation quelque par caricaturale de deux méthodes de construction des tunnels, appelées couramment il y a une dizaine années “ méthode traditionnelle de soutènement ” et “ nouvelle méthode autrichienne ” . D’après les différences entre ces deux approches se sont amenuisées, les différents types de soutènement étant souvent utilisés simultanément : par exemple cintres métallique lourds associés à des bétons projetés

On préfère à la place de terme “ nouvelle méthode autrichienne ” le terme de “ méthode de construction des tunnels avec soutènement immédiat ” qui regroupe l’ensemble des méthodes moderne ou le soutènement agit par confinement .

### **C-2-2 CONSTRUCTION DES TUNNELS AVEC SOUTÈNEMENT IMMEDIATE**

L’intérêt de la méthode de construction des tunnels avec soutènement immédiat réside dans le fait qu’elle permet à la roche de participer à l’effort de soutènement .

#### **a- INTERACTION SOUTÈNEMENT-TERRAIN**

La méthode convergence confinement, pour ne citer qu’elle montre l’interaction étroite entre le soutènement et le terrain. Pourvu que le soutènement soit suffisamment résistant l’équilibre s’établit entre la demande de pression radial de la par de terrain ( courbe caractéristique du terrain et l’effort de pression radial du soutènement ( courbe Caractéristique du soutènement ) .

On constate tant d’abord que les “ poussées ” de terrain qui s’exercent sur le soutènement sont d’autant plus élevées que le soutènement est plus rigide . Un soutènement souple ( par exemple par ancrage et béton projeté ) reprend donc “ une poussées ” des terres plus faible qu’un soutènement plus rigide ( par exemple cintres lourds ) .

La valeur de la charge appliquée au soutènement varie également avec le décalage à l’origine de la courbe caractéristique du soutènement , c’est à dire avec la déformation du terrain obtenue avant mise en place du soutènement.

Une analyse rapide de la méthode convergence - confinement pourrait alors laisser entendre que le soutènement est d’autant moins chargé qu’il est place tardivement .

En Fait, très généralement, ce n'est pas le cas et il y a tout intérêt à placer le soutènement le plus près possible du front de taille. En effet avec un soutènement placé tardivement, il peut avoir dégradation par " relâchements " du terrain qui n'est plus confirmé, d'où une diminution de sa résistance et de ses caractéristiques globales .

Ceci se traduit par une courbe caractéristique du terrain différente qui nécessite pour assurer sa stabilité une tension radiale du soutènement plus importante. Par contre, si un revêtement définitif est prévu, celui-ci peut dans la plupart des cas n'être mis en place qu'en fin de chantier de creusement.

#### **b- INTERACTION SOUTÈNEMENT - MODE DE CREUSEMENT :**

Les travaux d'excavation d'un tunnel au roche, surtout s'ils sont mal conduit ébranlant le massif rocheux et diminuent ses caractéristiques. Le soutènement nécessaire sera d'autant plus important que l'ébranlement est plus violent .

Un autre cas est celui des tunnels forés avec une machine à attaque globale : l'encombrement de la machine et la mécanisation du chantier imposent bien souvent un type de soutènement adapté au type de machine retenu ( voussoirs préfabriqués par exemple pour les tunnels dans les roches meubles ou les sols ).

#### **c- APPLICATION DE LA METHODE :**

La méthode de construction des tunnels avec soutènement immédiat qui à l'origine était purement empirique trouve maintenant quelques fondements théoriques .

Le principe de base en est le suivant :

“ perturber le moins possible le terrain autour de la cavité et tirer profit au maximum des caractéristiques mécaniques initiales du terrains ”.

Pour atteindre cet objectif, cette méthode de construction prévoit :

1- Un découpage soigné du terrain soit à l'explosif soit avec une machine à attaque ponctuelle .

On recherche par la même à limiter l'ébranlement du massif et à avoir des parements courbes et découpés régulièrement ;

2- La mise en place d'une première couche de béton projeté de quelques centimètres d'épaisseur si tôt l'excavation terminée et avant marinage . Cette couche permet de protéger immédiatement le terrain découvert et de limiter sa décompression ;

3- La mise en place le plus rapidement possible du soutènement complémentaire ( par exemple béton projeté armée d'un treillis soudé et ancrages ) . Le soutènement doit être continu adhérer au terrain encaissant et rester suffisamment souple pour s'adapter sans dommage aux déformations du massif jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint et que le terrain se soutienne lui-même .

La stabilité de l'excavation est nécessairement contrôlée in situ par une osculation fiable ( osculation pendant les travaux ) réalisée traditionnellement par des massifs de déformations . Les paramètres important est l'accélération des mouvements mesurés qui doit toujours être négative ( ralentissement ) . Se ce n'est pas le cas , il convient de compléter le soutènement ( boulons complémentaires par exemple ) . Le tableau N° 12 : suivant d'après ( C . LOUIS ) donne à titre indicatifs un ordre de grandeur des déplacements habituels en voûte , pour un tunnel de 50 à 100 m<sup>2</sup> de section excave .

TABLEAU N° 12:

Couverture	Terrains raide	Terrain plastique
10 à 50 m	1 à 2 cm	2 à 5 cm
50 à 500 m	2 à 6 cm	10 à 20 cm
> 500 m	6 à 12 cm	20 à 40 cm

La méthode de construction des tunnels au rocher avec soutènement immédiat est source d'économie si elle est correctement appliquée. La mise en oeuvre impose le suivi des travaux par des ingénieurs expérimentés. Sans cela, des incidents restent possibles .

A noter également que la méthode n'est applicable que si le terrain est lui-même de qualité suffisante . Les passages où le terrain est de mauvaise tenue doivent toujours faire l'objet d'un soutènement par supportage ( par exemple des cintres lourds ).

### **C-3 TYPES DE SOUTÈNEMENT : [2] [10]**

Ils ont été classés en deux catégories principales :

- Les boulons qui " arment " le terrain ou qui associes ou non à du béton projeté , apportent à la paroi de l'excavation une pression radiale rendant en quelques sorte le terrain apte à soutenir lui-même .
- Les soutènements par anneaux qui sont placés à l'intérieur de l'excavation pour constitué le soutient des parois . Le béton projeté est fréquemment associé à d'autres éléments de soutènement dans le cadre des méthodes de construction des tunnels avec soutènement immédiat, ainsi il n'entre pas dans l'une ou l'autre des catégories précédentes .

#### **C-3-1 LE BOULONNAGE [2] [13] [14][10]**

##### **a- EXECUTION DU BOULONNAGE :**

Dans une massif qui présente une assez bonne tenue, mis à part quelque blocs qui risquent de tomber, le boulonnage de ces derniers suffire amplement , celui ci renforce au fait la résistance de l'anneau de roche en bordure de la galerie . juste après l'abattage , la purge et le marinage , on exécute le boulonnage , car on ne doit pas laisser à la roche le temps de fléchir et de se fissurer . Les trous sont généralement disposés sur une ligne droit parallèle au front et perpendiculaire à l'axe du tunnel , ils peuvent être droit ou inclinés selon la nécessité . La densité de boulon est variable , mais si elle est supérieure à 1 boulons / m<sup>2</sup> on doit faire un essai pour déterminer l'effet d'interaction entre les boulons .

**b- OBJECTIFS DU BOULONNAGE :**

- Accrocher le bas toit de la galerie peu résistant à un banc supérieur solide autoportant .
- Faire d'un empilage de bancs minces, un banc solide capable de se supporter lui même au dessus de vide de galerie , c'est le cas de strates qu'on solidariser entre elles par des boulons , on aura un banc assez épais qui jouera le rôle d'une poutre unique .
- Assurer la roche , les boulons s'opposent à la détente et à la fracturation des roches autour de la galerie .

**c- TYPES DE BOULONS :**

Il existe deux principaux types d'ancrages :

**1) Les boulons à ancrage ponctuel :**

Comportent une tige qui est tendre entre l'ancrage au fond de trou et la tête bloquée en parement. L'ancrage est couramment un ancrage à expansion constitué de deux coquilles qui se bloquent au terrain en s'écartant (Fig 25).

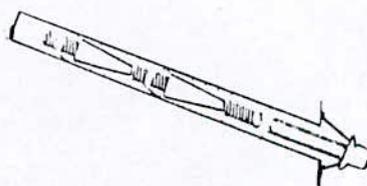


Fig .25 Boulon à ancrage ponctuelle

La mise en tension du boulon ( précontrainte ) est obtenue par serrage de l'écrou de tête. Pour procéder à une bonne mise en tension, l'emploi d'une clé dynamométrique est très souhaitable. Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en oeuvre, son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage et son efficacité immédiat.

Il applique à la parois une pression de confinement radiale d'intensité connue, si bien que son mode de dimensionnement est relativement aisé. Certains utilisateurs prévoient une injection ultérieure du trou pour enrober la tige et réduire ses risques de corrosion, l'injection limite par la même occasion les risques de glissement de l'ancrage dans le trou.

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

- Appliquer une pression de confinement de valeur déterminée en parement des tunnels sous forte couverture pour éviter ou limiter l'écaillage.
- Assurer la stabilité des parements dans les massifs rocheux avec une direction de discontinuité privilégiée.
- Assurer la sécurité du personnel entre les chutes de pierres ou de petits blocs rocheux.

## 2) LES BOULON A ANCRAGE REPARTI :

Comportant une barre nervurée (acier haute adhérence) scellé sur toute sa longueur dans le forage par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être résine (Fig.26) ou un mortier de ciment (Fig. 27, Fig.28).

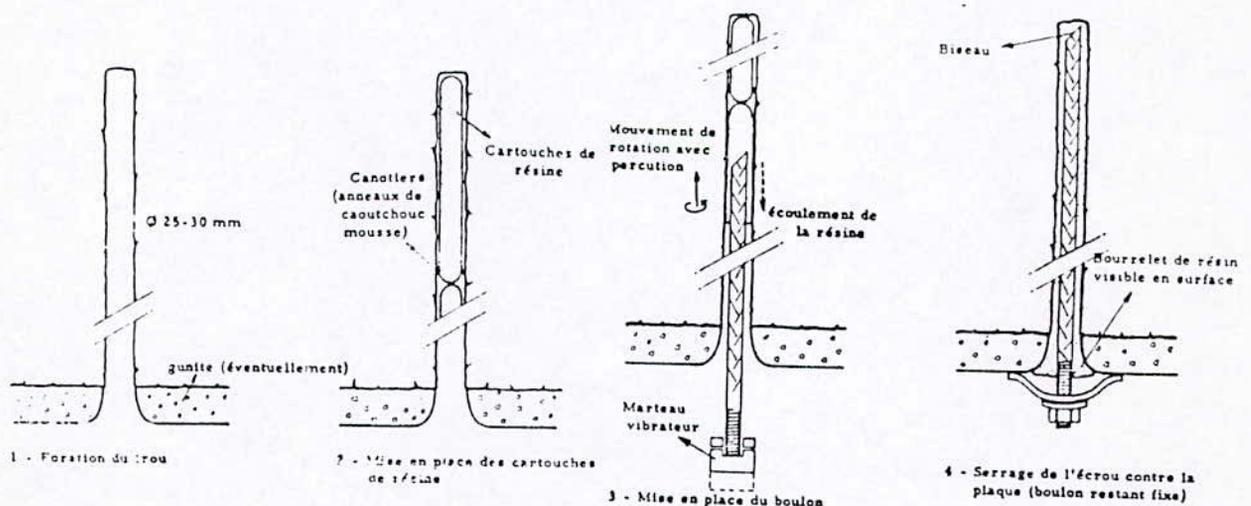


fig. 26: Schéma de mise en oeuvre d'un boulon scellé à la résine

Dans le cas du scellement à la résine on utilise des cartouches cylindriques adaptées au diamètre du trou, et contenant, sous deux enveloppes séparées, la résine et le catalyseur correspondant. Après nettoyage du trou et introduction des charges à résine, on enfonce le boulon dans le trou par poussage et rotation simultanés en utilisant la perforatrice. La résine et son catalyseur, opérés de leurs enveloppes et mélangés, occupant le volume annulaire entre les parois du trou et le bouchon de durcissement au bout d'un délai d'une quinzaine de minutes en général le jeu entre le terrain et boulon ne doit pas excéder 2 à 4 mm ce qui suppose une bonne précision de forage.

Dans le cas de scellement au mortier, on peut adopter un principe analogue ( Charges sèches en cartouches ), soit placer le boulon dans le trou préalablement rempli de mortier par injection en fond ( Fig. 27 ) de trou, soit encore utiliser la technique perfo du tube perforé rempli du mortier ( Fig. 28). Le jeu entre le terrain et le boulon est dans tous le cas en supérieur à ce qu'il est dans le cas de la résine . Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches bien plus tendres que les boulons à ancrage ponctuel ( craie ou marnes ). Ils s'opposent plus efficacement à l'ouverture de fissure elle même .

Par contre, ils sont d'une mise en oeuvre plus délicate que des boulons à ancrage ponctuel et leur emploi est déconseillé ( mortier) ou impossible ( résine) , si les venues d'eau sont abondantes. Enfin, leur délais d'action n'est pas instantané ( Quelques dizaine de minutes dans le cas des résines à plusieurs heures dans le cas du mortier ). Les boulons à la résine sont également déconseillés dans les roches à fissurations abondante et ouverte .

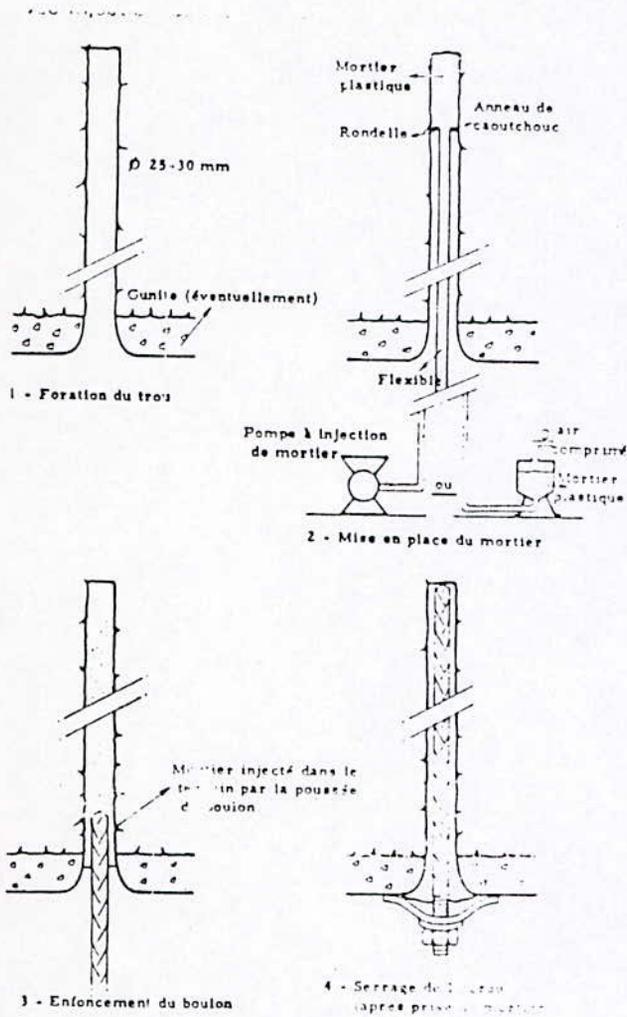


Fig.27: Schéma de mise en oeuvre d'un boulon scellé au mortier injecté

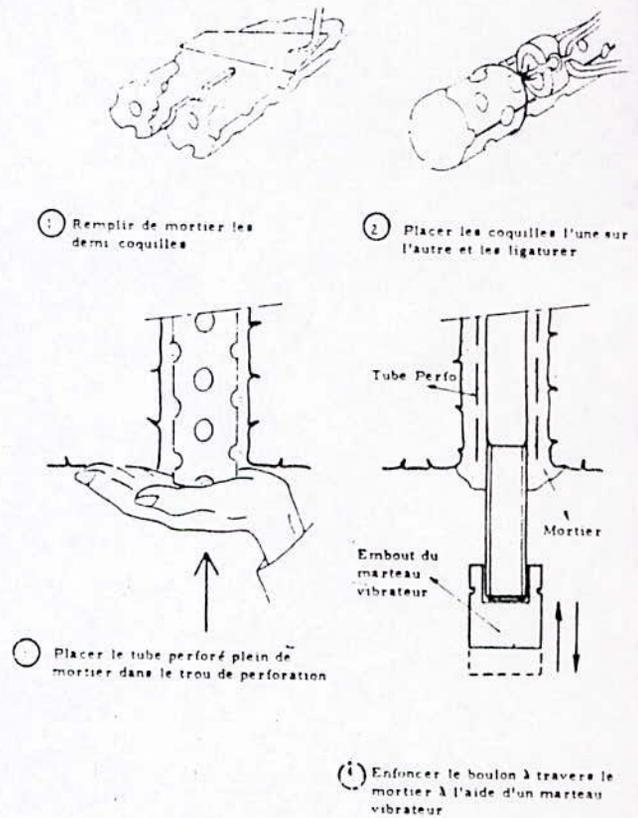


Fig. 28 : Schéma de mise en oeuvre d'un boulon scellé au mortier par la technique Perfo

**\* Boulonnage par barre nervurée foncée dans le terrain :**

Dans certains cas particuliers, le boulonnage décrit en 1 et 2 ne peut être réalisé en raison de l'impossibilité de forer un trou stable. Un boulonnage utile peut cependant être mis en oeuvre (notamment les terrains à fort frottement interne) en fonçant des barres mesurées dans le massif, ces barres auront bien sûr une résistance à l'arrachement plus faible que celle des barres scellées. Comme tout boulon non enrobé, la pérennité de barres foncées dans le terrain peut être limitée par la corrosion. (Fig. 25)

#### **d- PARAMETRES D'UN SOUTÈNEMENT PAR BOULONNAGE :**

Ce qu'il faut déterminer pour un soutènement par boulonnage , une fois celui-ci adopté est :

- Le type d'ancrage et du boulon ( ponctuel, réparti ) .
- La nature du matériaux constituant la barre et ses caractéristiques mécaniques .
- La longueur et la section de la barre .
- Le plan du boulonnage ( densité, orientation )
- La nature des plaques d'appui et de garnissage éventuel .
- La mise en tension éventuelle .

L'ancrage optimale est déterminé directement de la nature du terrain . La longueur et la disposition des boulons sont conditionnées par le géométrie de l'ouvrage . Ce qui est important à savoir dans un soutènement par boulonnage est la densité qui est fonction à la fois du terrain de état initial des contraintes de l'ouvrage et enfin de la méthode de creusement .

#### **CONCLUSION :**

Le boulonnage est très efficace, car c'est un moyen de soutènement sans encombrement et son renforcement n'engage pas la gabarit . Il traite le terrain en profondeur autour de la cavité . Mais il nécessite une grande expérience et suppose le contrôle de l'efficacité du soutènement par mesures osculation .

#### **C-3-2 BETON PROJETE [ 2] [14] [10] [13]**

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des derniers années . Si l'emploi de la gunite comme simple protection du terrain est relativement ancien , l'emploi de béton projeté, du granulométrie plus grosse, et en épaisseur suffisante pour constituer un peu de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, date seulement d'une vingtaine d'année.

Il est le plus couramment utilisé soit comme soutènement seul ou associé à d'autres soutènements avec une mise en oeuvre immédiate après l'excavation au front de la galerie, soit comme revêtement lorsque la mise en oeuvre a lieu dans une phase ultérieure à l'excavation. Si le terrain est stable par lui-même, la projection de béton se fait directement sinon on le fait sur un soutènement provisoire quelconque (boulons, cintres, etc...)

**a- DEFINITION :**

Le béton projeté est un béton mis en oeuvre par renforcement. Le béton mis en place ne peut s'appliquer sur une certaine épaisseur (en voûte) que si sa prise est accélérée. Cela nécessite presque toujours l'emploi d'un adjuvant accélérateur (silicate de soude) de prise et de durcissement. Il faut par ailleurs que le pourcentage de sable soit assez élevée et que la granulométrie des agrégats ne comporte pas de discontinuités importantes.

**b- MISE EN OEUVRE DE BETON PROJETÉ :**

Il existe deux grandes techniques de projection :

- 1- Par voie sèche
- 2- Par voie humide (à flux dilué ou dense)

La différence se situe dans la position de l'introduction de l'eau de gâchage du béton dans le circuit de mise en oeuvre du béton projeté.

Dans la projection du B.P interviennent :

- La machine à projeter (la gunitieuse)
- La conduite d'amenée du mélange sec ou moulu.
- La lance qui est le dispositif situé en au bout de la conduite d'amenée du mélange sur la lance sont reliés les tuyaux d'approvisionnement :

\* En eau et éventuellement adhésifs liquides, pour la projection par voie sèche.

\* En adjuvants liquides et dans certains cas en air comprimé pour la projection par voie humide.

### 1- PROJECTION PAR VOIE SECHE ( fig. 29 )

Le mélange constitue du ciment d'agrégat et d'adjuvant en poudre et homogénéisé dans un malaxeur , puis transporté très rapidement dans un courant d'air comprimé. En passant dans la buse de sortie ( appelée lance ) l'eau est incorporée au mélange et le béton projeté à grande vitesse sur la surface d'application. Des aménagements particuliers peuvent permettre l'introduction des adjuvants au niveau de la buse de sortie.

Les principaux avantages sont :

- La vitesse de projection du mélange sur la surface d'application est élevée, ce qui permet une bonne adhérence du béton sur le support ,
- Seule la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment est ajoutée à la sortie de la lance. Le rapport E / C reste faible ce qui limite le retrait du béton .

Parmi les inconvénients, il faut citer :

- Les rebondissements, donc les pertes sont très importantes ( 25 à 40 % du mélange ) ;
- La production de poussière à la projection .

### 2- PROJECTION PAR VOIE HUMIDE (Fig. 29)

Le mélange eau, agrégats, ciment est gâché suivant les procédés traditionnels puis transporté dans la conduite. La propulsion du mélange mouillé est assurée soit par air comprimé, ( le flux est dilué ) soit par action d'une pompe à béton, ( le flux est dense ) les adjuvants liquides ( notamment l'accélération de prise ) sont introduits à la lance .

Les principaux avantages de ce procédé proviennent de la vitesse de projection relativement faible ce qui conduit à :

- Une faible pollution ( production de peu de poussière )

- Une réduction des rebondissement , donc des pertes ;
- le dosage en eau est plus précis .

A titre des inconvénients, il convient de noter que la capacité et l'adhérence du béton en place est moins satisfaisante qu'avec la voie sèche .

La silicate de soude, utilisé généralement comme accélérateur doit être utilisé dans des proportions plus importantes. Il en résulte une diminution des caractéristiques du béton qui ne peut être compensée que par un dosage plus important en ciment .

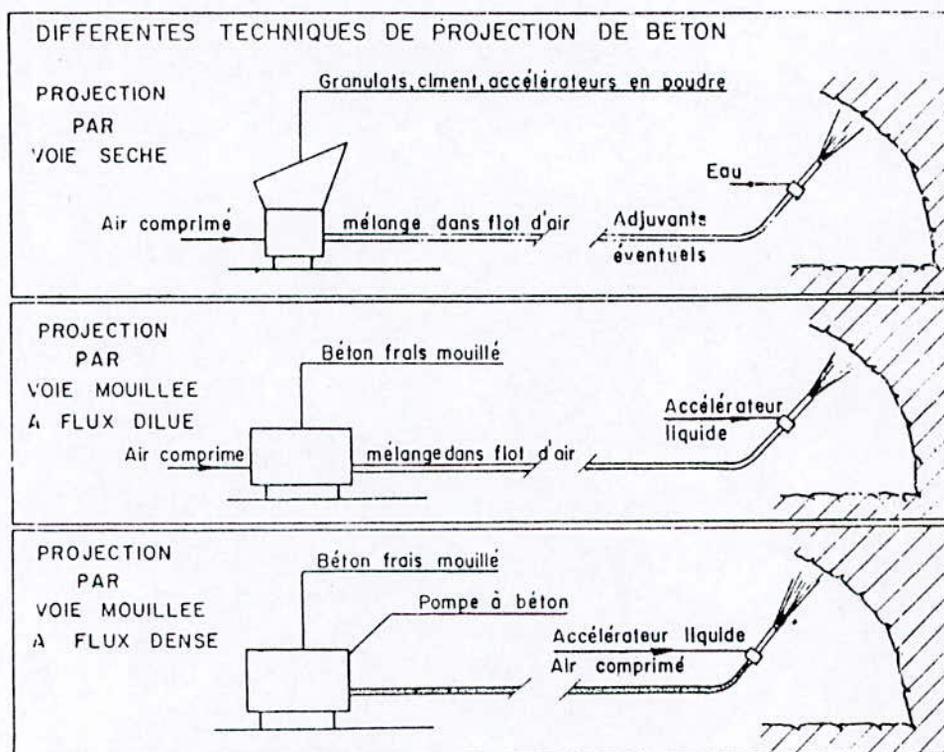


Fig .29 : Différents procédés de projections du béton

### c- ARMATURE

Il est possible d'armer légèrement le béton projeté lorsque son épaisseur dépasse 5 cm . En règle générale, il est préférable d'utiliser des fers à béton de petit diamètre ( 3 mm étant un minimum).

La distance entre deux barres parallèles d'une même nappe devra être supérieur ou égale à 10 cm, quelque soit la nature des armatures ( fers à béton , treillis soudés cintres , ..etc. ). La distance entre deux nappes d'armatures distinctes sera supérieur à 5 cm .

La fixation des panneaux de treillis ou de fer à béton est nécessaire afin d'éviter tout mouvement de ces derniers pendant la projection. Ces mouvements contribueraient à accroître le pourcentage de retombées lors de projection . Il est souhaitable que les panneaux d'armatures soient fixe rapidement sur une première couche de béton projeté d'au moins 2 cm d'épaisseur .

Dans tous les cas , plusieurs points de fixation sont à prévoir par mètre carré , sur la paroi du terrain ou sur une sous- couche de béton projeté. La distance entre une nappe d'armature et la paroi sur laquelle la projection s'applique devra être aussi faible que possible l'optimum étant de 2 cm .

Après la projection , tout mouvement ou déplacement des armatures est à proscrire , il conduirait à des graves défauts de la couche projetée .

#### **d- PROJECTION :**

La lance de projection, se tient dans la mesure de possibilité perpendiculaire à la surface à traiter. Il faut donner un enrobage régulier avec une couche bien compactée et d'une épaisseur correcte . On tient la lance à une distance de la surface déterminée en fonction de la vitesse de sortie du B.P, elle varie en général entre 0,50 et 1,50 m .

#### **e- ASSOCIATION DU BETON PROJETE A DES BOULONS D'ANCRAGE ET A DES CINTRES COULISSANTS : " NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE" ( N.M.A )**

Le B.P protège le terrain contre les agents extérieurs ( eau , air ), selon le besoin il est armé d'un treillis soudé. Sa tenu et son adhérence au massif sont assurés par un réseaux d'ancrages ( boulon d'ancrage de 3,0 à 6,0 m de long pour les sections de tunnel inférieur à 100 m<sup>2</sup> dans le cas des roches dures, pour les roches tendres , on utilise des barres précontraintes par serrages d'un écrou sur une plaque de réparation ) . Les forces d'ancrage sont fonction de la nature du terrain et de la couverture ( mais généralement inférieur à 20 tonnes ) , la densité d'ancrage est fonction du terrain . Il est recommandé de mettre beaucoup de boulons court que peut de boulons longs .

Si cette densité est inférieure à 1 boulon / m<sup>2</sup>, l'effet d'interaction entre les boulons est considéré comme nul si non on effectue un essai pour déterminer cette interaction. Dans certains cas, on renforce l'action des armatures et du boulonnage par la mise en place de cintres métalliques de ( 21Kg /ml à 29 Kg / ml ) noyés dans le B.P.

Le procédé d'exécution sera comme suit :

- Purge de terrain et projection d'une couche de sécurité ( 3 à 5 cm ) de B.P.
- Pose de la première nappe de treillis soudé .
- Pose d'un ou de plusieurs éléments de cintres
- Pose des boulons entre les cintres ou à travers les cintres .
- Enrobage de tout l'ensemble dans de B.P , on procède par couches successives de 3 cm d'épaisseur environ jusqu'à remplir complètement le vide entre les cadres .
- Placement d'un treillis soudé à l'extérieur des cadres qui est noyé dans une dernière couche de B.P l'épaisseur final du revêtement varie de 20 à 30 cm en tenant compte des hors profils .

Le soutènement constitué par l'association du B.P à des boulons d'ancrage et éventuellement à des cintres coulissants constitue la méthode désignée sous le nom de " Nouvelle Méthode Autrichienne " . ( NMA ) qui a pour principe de base : " Utiliser pleinement la résistance initiale du terrain en le protégeant contre ce qui pourrait l'affaiblir " cela revient à dire " aider le terrain à se soutenir lui même " . Le mérite revient à Monsieur RABCEWICZ , de mettre en pratique les méthodes fondées sur cet esprit . L'objectif de ces méthodes est de perturber le moins possible le terrain autour de la cavité et tirer profit au maximum des caractéristiques mécaniques initiales du terrain , pour atteindre cet objectif l'expérience a montré qu'il faut respecter les règles suivantes :

- Réaliser l'excavation de manière à limiter dans l'espace et dans le temps les effets de la décompression du massif qui sont :

\* Le relâchement des contraintes avec annulation de celle-ci à la paroi de la cavité si cette dernière reste sans soutènement ou revêtement .

\* Les déformations résultant de ce relâchement ( augmentation de volume du massif ) associées à un écaillage éventuel .

\* Le chute irrémédiable des caractéristiques mécaniques globales du terrain qui est la conséquence directe de ces déformations .

- Mettre en oeuvre le plus rapidement possible après l'excavation un revêtement généralement continu, souple qui solidarise les blocs du massif, scelle les joints et apporte par le biais déplacements naissants dans le terrain un léger confinement qui neutralise les états de contrainte , c'est cette impératif qui justifie l'emploi du B.P accéléré qui épouse parfaitement le profil excavé .

- Améliorer si nécessaire les caractéristiques mécaniques du terrain par boulonnage de manière à rendre le massif autostable. Le confort amené par les boulons est parachevé par la coupe du B.P qui assure entre autre une liaison entre les têtes des boulons . Si ce boulonnage s'avère insuffisant et pour les terrains non boulonnages, ou fait recours à des cintres légers ( coulissants) enrobés dans le B.P. .

- Ajuster le soutènement aux besoins réels du terrain en suivant en permanence dans l'espace et dans le temps le comportement réel massif. Cette osculation consiste en la mesure des déplacements qui , dans l'esprit de la NMA doivent se stabiliser rapidement et rester inférieurs à des valeurs admissibles, fonction de la nature du terrain , de la géométrie de l'ouvrage et de son environnement. L'analyse de l'évolution des déplacements dans l'espace et dans le temps, nous permet d'apporter des modifications si nécessaire ( renforcement ou allègement du soutènement ..etc. ) .

L'exception des travaux sera menu en respectant certaines règles :

\* Durant l'excavation on doit s'efforcer d'abîmer le moins possible le terrains laissé en place et d'obtenir une surface régulière et soignée .

\* Pour que le soutènement soit satisfaisant il faut qu'il :

- Soit unis en oeuvre immédiatement après l'excavation .

- Soit continu et faire corps avec le terrain encaissant et y adhérer parfaitement.

- Soit assez souple pour s'adapter sans dommage aux réactions du massif jusqu'à ce que l'équilibre des poussées soit atteint .
- Soit composé d'éléments pour pouvoir être modifier se besoin sans pour cela changer les conditions de chantier .

**f- CONCLUSION :**

- Le processus réel de soutènement est très varié suivant :
  - La nature géotechnique des terrains traversés .
  - La géométrie de l'ouvrage et son type .
  - L'emplacement de l'ouvrage ( profondeur , site , ... ) .
- Sur le plan mécanique, la N.M.A est très satisfaisante, car elle tire au maximum profit de la résistance initiale du terrain .
- Sur le plan chantier, elle est rationnelle, sûre, souple et s'accommode généralement des changements de terrain .
- C'est une méthode économique, car elle réduit la section à excaver pour une section utile donnée ,le prix de revient du soutènement est moins élevé ( Le coût des éléments est plus réduit et leur mise en oeuvre plus rapide ) .

L'inconvénient majeur de cette méthode est sa rigueur totale qu'elle nécessite , sa technicité réelle dans sa mise en oeuvre ainsi qu'une expérience suffisante pour en cerner les limites .

- Le B.P peut jouer le rôle de revêtement définitif lui même , mais dans certains cas , il est utilisé comme soutènement provisoire , intégré ensuite à un revêtement définitif généralement en béton coffré .

### **C-3-3 LES CINTRES [2] [13] [10] [14]**

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portique disposées dans la section transversal du tunnel. Ils peuvent être constitués en bois en profils métalliques, en treillis métalliques ,...etc. Les cintres les plus utilisés en travaux souterrains sont les cintres en profils métalliques HEB ou TH .

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

Actuellement , il est de plus en plus fréquent de réaliser le blindage avec un béton projeté armé d'un treillis soudé. Cette méthode de soutènement où les cintres métalliques traditionnels sont associés au B.P limite la décompression du terrain après excavation et augmente l'efficacité du soutènement .

On peut remarquer que les cintres ne sont pas jointifs et constituant un soutènement discontinu du terrain . Un des intérêts d'utiliser le B.P comme blindage entre cintre est de rendre plus efficace l'action du soutènement . L'espacement entre les cintres est généralement compris entre 0,5 et 2 m . Il est fonction de la capacité de résistance du cintre comparé à la valeur des poussées des terres . Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments :

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

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

#### **1- LES CADRES EN BOIS ( Fig. 30)**

Sont de plus en plus rarement utilisés en raison notamment du fait qu'ils nécessitent une main-d'oeuvre très qualifiée pour la mise en oeuvre , ils sont réservés aux petits ouvrages ou aux ouvrages de sections irrégulière .

## **2- LES CINTRES METALLIQUES :**

### **a- LES CINTRES METALLIQUES LEGERS : (FIG.30)**

Présente une compacité de portance relativement faible, leur faible rend leur maniement et leur mise en place beaucoup plus aisés qu'avec des cintres lourds. Il ne peuvent être utilisés qu'au titre de protection provisoire du personnel. Leur inertie est insuffisante pour qu'ils jouent un rôle moyen dans le soutènement de l'excavation. Depuis le développement de boulonnage et du B.P qui représente une solution beaucoup plus efficace et économique, ils ne sont employés que pour des applications spécifiques :

- Dans les tunnels de petit diamètre ( 5 à 10 m ) ou le chantier est peu mécanisé et dans les galeries de reconnaissance ou l'en veut pouvoir observer les parements .
- En association avec les amarrages et le béton projeté les cintres coulissants ( la masse linéaire varie de 13 à 36 Kg / m ) est alors suspendu aux ancrages et son rôle consiste essentiellement à répartir les efforts entre les têtes de boulons

### **b- LES CINTRES METALLIQUES LOURDS : (FIG .30)**

Ils sont généralement utilisés comme cintres de soutènement ou de renforcement . Ils sont capables de ralentir ou de limiter les déformations du terrain encaissant et doivent maintenir la géométrie de la section .

L'A.F.T.E.S à établi deux abaques pour le dimensionnement des cintres, en tenant compte de l'ouverture de la section de la classe du roche et de la pression de confinement .

A titre indicatif, on peut noter que les profilés ci-après sont les plus fréquemment utilisés comme cintre lourds à la traversé des zones fracturées et broyée dans les tunnels au rocher : voir Tableau N° : 13 .

Tableau N°13

Profilé	Diamètre du 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

Le profilés plus lourds que les HEB 220 sont rarement utilisés dans les tunnels par suite de leur difficulté de façonnage et de mise en oeuvre .

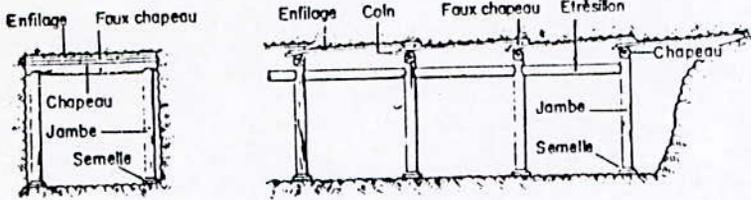
#### **DISPOSITIF D'APPUI DES CINTRES :**

La qualité de l'appui du cintre est une condition essentielle de sa bonne tenue . Les appuis ont pour objet de répartir la charge sur le terrain d'assise, ils peut être fixes ( Fig .30) ou extensibles ( Vérins ou étais extensibles ) pour limiter la décompression du terrain encaissant .

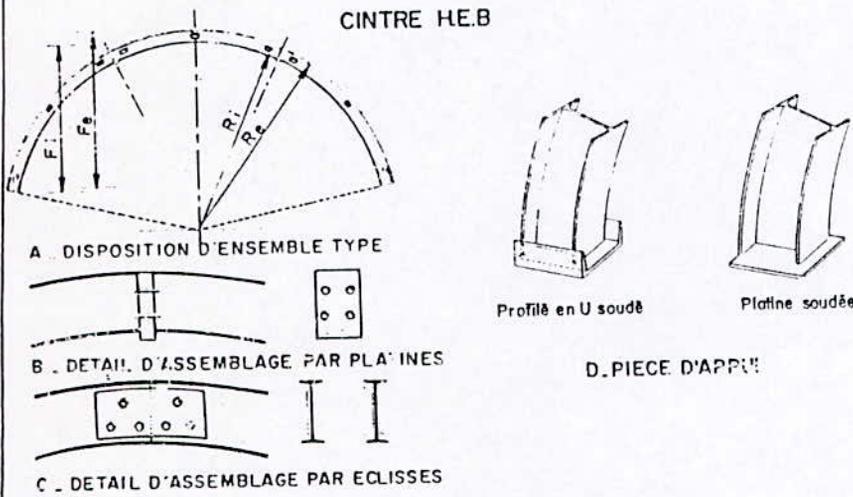
#### **LES ENTRETOISES :**

Longitudinales sont destinées à éviter le renversement et gauchissement des cintres sous l'effet des poussées. Elles sont généralement constituées d'aciers ronds ou plats ( Fig. 31 ).

CADRE DE BOISAGE



CINTRE H.E.B



CINTRES COULISSANTS ENROBES DE BETON PROJETE ET ASSOCIES ADES ANCRAGES (TYPE TH)

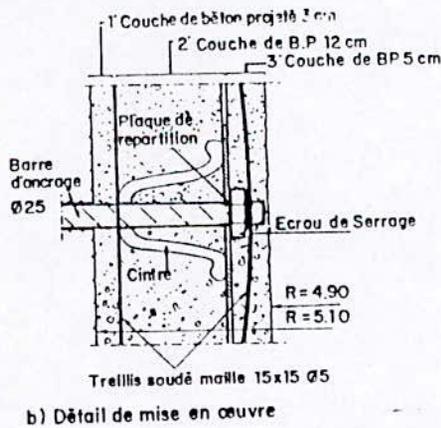
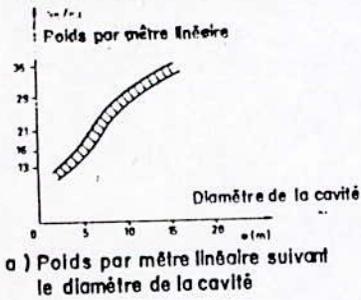


Fig. 30 : Cintres

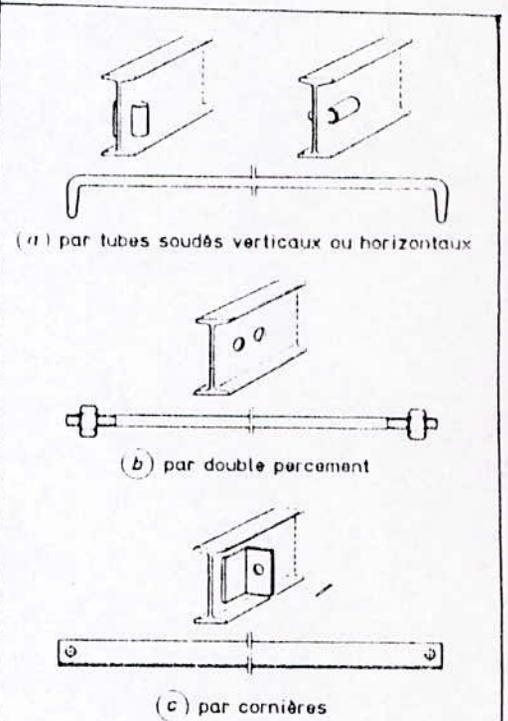


Fig. 31: Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds

### **3- VOUSOIRS PREFABRIQUES :**

Les voussoirs préfabriqués sont assemblés pour constituer les anneaux circulaires faisant fonction de soutènement et / ou de revêtement définit .

Leur domaine d'emploi privilégié correspond aux tunnels creusés avec une machine à attaque globale dans les roches meubles et les sols . Les voussoirs assurent alors d'une part l'appui de la machine lui permettant de forer le terrain, et d'autre part le soutènement des parois du tunnel immédiatement à l'arrière. Le vide annulaire entre la parois de l'excavation et l'extrados des voussoirs est comble par injection de bourrage . Il est recommandé de procéder à ces injections immédiatement en arrière du bouclier ou de la jupe de la machine foreuse. Un anneau de voussoirs de clé et le complément en voussoirs courants sensiblement identiques entre eux ( fig. 20)

Le voussoir de clé est conçu pour constitué le clavage de chaque anneau les voussoirs adjacents de part et d'autre sont appelés "voussoirs de contre- clés".

### **C-4 CHOIX D'UN MODE DE SOUTÈNEMENT [10][14]**

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

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

C'est pour tenter mieux maîtriser ce problème et plus particulièrement pour aider son analyse technique que l'AFTES a publié des recommandations qui ont pour objet de fixer un cadre d'étude en s'assurant que tous les critères qui influent sur le choix ont bien été pris en compte .

Le type de soutènement le plus approprié peut être adopté à partir d'autres classification géotechnique , telles celles de Deere, de Terzaghi, de Lauffer , de Bieniawski , de Barton , Lien , Lunde et enfin celle de Louis.

## **D- L'UTILISATION DE LA METHODE DES ELEMENTS**

### **FINIS DANS LES TUNNELS :**

#### **1- INTRODUCTION : [3]**

Les tunnels et les ouvrages souterrains constituent un champs d'application privilégié de la méthode des éléments finis ( MEF ), car elle permet d'appréhender au moins deux aspects essentiels de cette spécialité .

- Les phénomènes d'interaction entre les terrains et les structures ( revêtement du Tunnel , ouvrage voisins existants ) .

- Les déformations induites par les excavations .

#### **2-DOMAINES D'UTILISATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS:**

Si dans le principe la MEF s'applique à des ouvrages souterrains réalisés aussi bien dans les sols que dans les roches, son application pratique fait apparaître des différences significatives suivant les terrains, qui sont résumées dans le Tableau N° 14

Tableau N° 14 : Principales différences entre les sols et les massifs rocheux dans les applications de la MEF .

	Sols	Massif rocheux
Continuité du milieu	bonne approximation	influence prépondérante des discontinuités (anisotropie / éléments-joints)
Modèle de comportement des terrains	Elasto-plastique généralement nécessaire	Elastique souvent suffisant
Rigidité relative du revêtement / terrains	Forte	Faible
Déformation induite sur l'environnement	Importante	Souvent négligeable

- Alors qu'un sol assez souvent être bien représenté par un milieu continu, les discontinuités d'un massif rocheux jouent un rôle déterminant qu'ils est nécessaire de prendre en compte dans les calculs . Cela peut être fait soit en introduisant une anisotropie des caractéristiques mécaniques du massif, fonction de l'orientation des discontinuité, soit en modélisant les principales discontinuités par des éléments -joints ( GOODMAN ou autres ) qui permettent de prendre en compte une mobilisation des efforts en fonction des déplacements relatifs normaux et tangentiels des deux lèvres de la discontinuité ;
- Pour un rocher, un comportement purement élastique est une première approche souvent suffisante pour analyser le comportement du massif , alors que l'utilisation de modèles élasto- plastiques est généralement nécessaire dans les sols .
- L'état des contraintes géostatiques initiales , dont l'influence est déterminante, est souvent différent selon que l'on est dans un sol ou dans un massif rocheux.

Dans les sols les contraintes principales sont en générale verticale et horizontale , et seul le coefficient pression de terres au repos  $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$  jouent un rôle important .

Dans le rocher , l'influence de ce coefficient  $K_0$  est également important et il peut varier dans un domaine plus large, mais par contre l'orientation des contraintes principales peut être tout à fait quelconque en fonction de la topographie et de l'histoire tectonique du massif . Dans les massifs rocheux, une bonne connaissance de l'état de contrainte initial, indispensable pour bien analyser le comportement de l'ouvrage, est donc en général plus difficile que pour les sols ;

- Du fait des valeurs habituelles des modules de déformation du terrain , la rigidité relative du revêtement du tunnel par rapport au terrain encaissant est en général forte dans les sols ( revêtement rigide ) et faible dans les roches ( revêtement souple) ;
- La déformation induites par la construction d'un tunnel dans les sols sont importantes et constituent l'un des principaux objectifs et analyses en EF dans les massifs rocheux par contre, cet aspect est rarement déterminant dans un projet .

Il apparaît que la MEF est le plus souvent employée avec les objectifs suivants :

- Analyser le comportement des terrains et des structures , en particulier dans le cas de géométrie complexes, ou de méthodes d'exécution incluant de nombreuses phases successives. De plus dans le cadre d'expertises, elle est un outils très intéressant pour comprendre les phénomènes ayant conduit à des désordres ;
- Cette bonne connaissance du comportement permet d'une part d'évaluer la faisabilité d'un projet, d'autre part de jurer de la nécessité de renforcement le mieux adapté . Cet aspect est particulièrement intéressant dans le cas d'ouvrages très complexes ( interaction de galerie , ouvrages souterrains voisin , etc ... );
- Estimer les déformations prévisibles, d'une part pour jurer de leur incidence sur les structures existantes, d'autre part pour fournir un élément de comparaison avec des mesures en cours .
- Enfin la MEF est également utile pour développer des études générales permettant de proposer des procédures simplifiées de dimensionnement des ouvrages .

**3- EXEMPLE D'UTILISATION :**

**CHOIX DE LA METHODE D'EXECUTION :**

La fig. 32 ( GUILLOUX , 1986 ) montre l'étendue des zones plastiques d'un tunnel à réaliser dans des terrains marneux, en utilisant soit une technique traditionnelle en section divisées, soit la méthode autrichienne : on observe que cette dernière sollicite beaucoup moins les terrains lors de l'excavation de la demi-section inférieure, et qu'il y a donc beaucoup moins de risques d'instabilité des piédroits .

La MEF peut dans ce cas fournir un élément d'appréciation très utiles, en développant des calculs comparatifs modélisant les différents phases d'exécution prévu pour chacune des méthodes d'exécution, toutes choses égales par ailleurs.

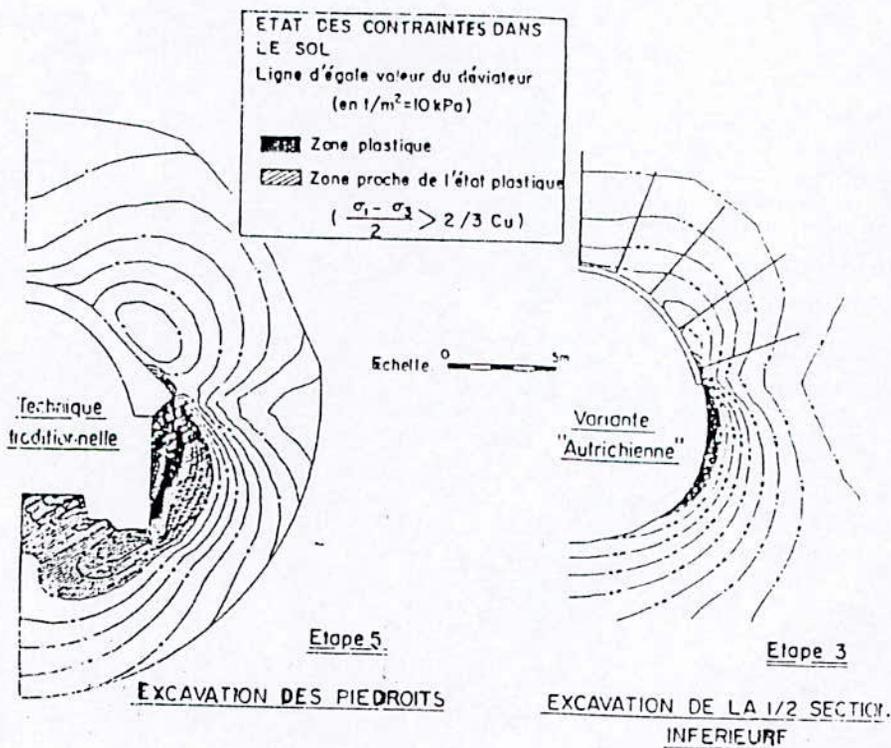


Fig. 32 : Etendue des zones plastiques obtenues dans des calculs comparatifs de deux techniques d'executions (GUILLOUX , 1986).

# V- LE CHOIX DE LA METHODE DE REALISATION

---

## A- CREUSEMENT:

Après avoir étudié toute les méthodes de creusement qui sont:

- Creusement au tunnelier
- Creusement à l'aide des machines à attaques ponctuelles.
- Creusement à l'aide des explosifs.

Pour choisir parmi ces méthodes celle qui convient le mieux au cas de ce projet, on a procédé par élimination des méthodes qui conviennent le moins.

- La méthode de creusement au tunnelier est à écarter pour les raisons suivantes:
- Géométrie de la section: La géométrie de l'intrados du tunnel qui nous a été imposé est une caquoïde, hors le tunnelier creuse que les sections circulaires.
- Economique: la méthode de creusement au tunnelier est une technologie nouvelle et de pointe, elle nécessite de grand investissement en matériel et en main d'oeuvre spécialisée.
- Le tunnelier nécessite aussi une unité de préfabrication de voussoirs qui est une technologie très avancée, pour décrire des courbures, on doit numéroter les voussoirs et chacun ne peut prendre qu'une place bien précise, et à chaque fois on doit modifier les moules.
- Si on rencontre lors de creusement un accident géologique(faïlle), le tunnelier risque de se bloquer et si c'est le cas, pour le débloquer il faut soit creusé une autre galerie à côté, soit surexcaver la galerie à l'aide des explosifs avec tous les risques qu'en court.

- L'amortissement de l'investissement fait sur la tunnelier et ses annexes nécessite un grand tronçon de tunnel à réaliser ou son réutilisation dans d'autre projet.

Les deux méthodes restées:

- Creusement à l'aide des agents de démolition.( ciment expansif ).
- Creusement à l'aide des machines à attaques ponctuelles.

Son utilisées dans le tunnel « c ».

a- **DANS LES ROCHES DURES:**

**PROCEDE 1:**

L'abattage sera effectué sur toute la section à l'aide d'un agent de démolition. Les cintres de soutènement seront espacés de 1.60 mètre et le béton projeté aura une épaisseur de 10 cm.

b- **DANS LES ROCHES TENDRES:**

**PROCEDE II:** L'abattage se fait à l'aide d'une pelle mécanique et de marteaux piqueurs.  
(Fig. 33 )

Le soutènement constitué de cintres HEB 180, espacés de 1,20 mètres, de treillis soudés et de 15 cm de béton projeté, sera appliqué à même le front de taille, au fur et à mesure de l'avancement de l'abattage.

CREUSEMENT DE LA DEMI -SECTION  
SUPERIEURE AVEC MONTAGE DES CINTRES.

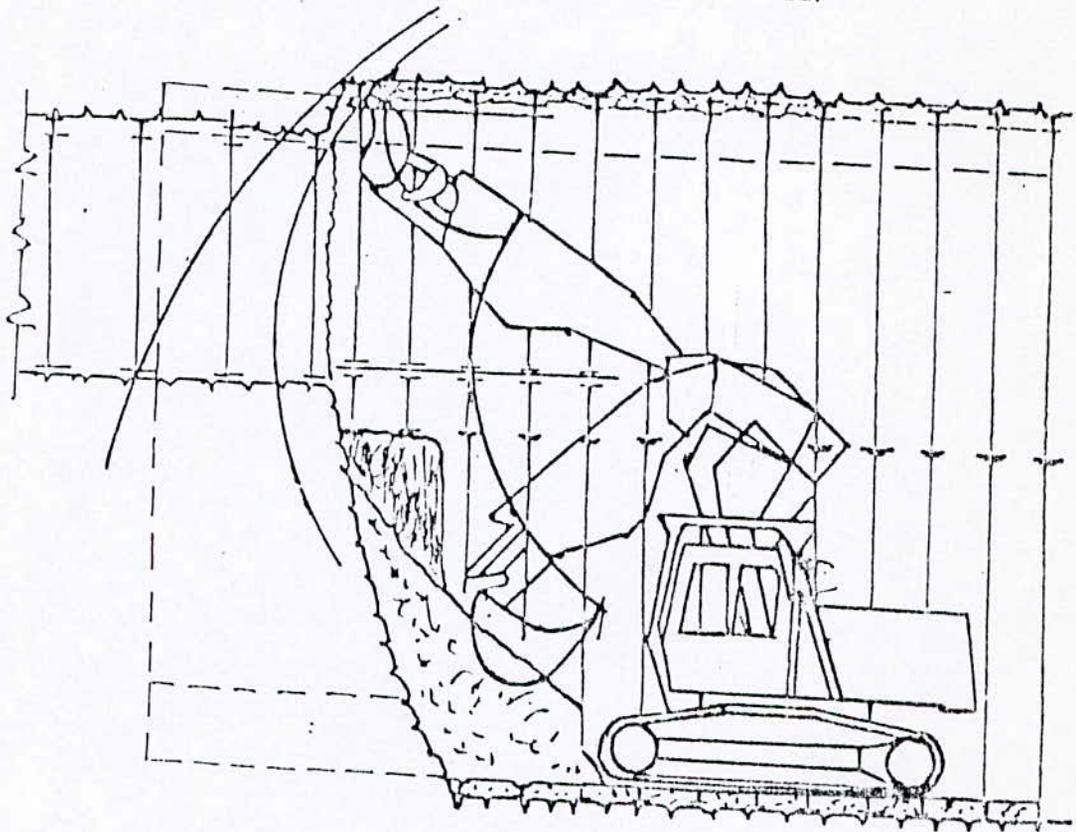


fig.33 Creusement à l'aide d'une machine à Attaque ponctuelle

**c- DANS LES ROCHE ALTEREES :**

**PROCEDE III :**

L'abattage se fera dans la demi-section supérieure à l'aide d'une pelle mécanique (fig . 33 ) pouvant être munie d'une brise roche hydraulique et dans la partie inférieure à l'aide d'un agent de démolition(ciment expansif).

Les cintres de soutènement provisoire seront espacés de 60 cm et le béton projeté aura une épaisseur de 20 cm.

**CHOIX DE PROCÉDE EN FONCTION DES ZONES GEOLOGIQUES:**

Le tunnel « C » est en transition entre le massif primaire d'Alger et les formations tertiaires qui le bordent:

Sur les 150 premiers mètres après la station Khelifa Boukhalefa, le socle est constitué de schistes fortement injectés de quartzites. Ces schistes sont très fracturés et altérés.

Dans cette zone, la voûte d'un tunnel sous une couverture de schiste épaisse de 4 à 7 mètres, laquelle est surmontée d'une couche quaternaire d'environ 15 mètres d'envergure.

Le tunnel est traversé ensuite des grès et conglomérats sur des centaines de mètres, pour rester calé, d'abord en calotte dans les marnes bleues plaisanciennes. Les marnes plaisanciennes sont reconnues à une profondeur de 22.40 mètres, sur laquelle repose le quaternaire, ensuite les grès de pontien jusqu'à 33 mètres et enfin le socle schisteux du primaire.

Le reste de tracé sera inscrit dans les marnes plaisanciennes dont l'épaisseur au-dessus de la voûte est de 2 à 3 mètres.

Les marnes bleues sont surmontées dans cette partie d'un épais manteau d'alluvions et de remblais(12 à 15 mètres).

Du PK 2.430 au PK 2.466: zone de faille et proximité des remblais au-dessus de la voûte - procédé III.

Du PK 2.466 au PK 2.574: Zone de schiste fracturé et altérées-procédé II.

Du PK 2.574 au PK 2.635: zones de transgression marnes, grès et grès- schistes, grand risque d'éboulements-procédé III.

Du PK 2.635 au PK 2.711: zones de marnes bleues avec épais manteau d'alluvions et de remblais-procédé II.

### **B- EVACUATION DES DEBLAIS:**

L'accès au tunnel se fera par l'intermédiaire d'un puits et d'un rameau de longueur de 40 mètres. Ce puits doit permettre l'accès de certains engins tels les engins de marinage, éventuellement l'excaveuse et le Jumbo pour la foration du trou. Les dimensions du puits sont de largeur = 3.0m , longueur = 7.0 m , mai on peut les augmenter a volonté pour permettre au plus aux grands engins d'y accéder. La faible longueur du tronçon du tunnel (280 m) ne me permet pas d'utiliser beaucoup de moyens de marinage, on se contentera d'une chargeuse à pneus(fig.34)

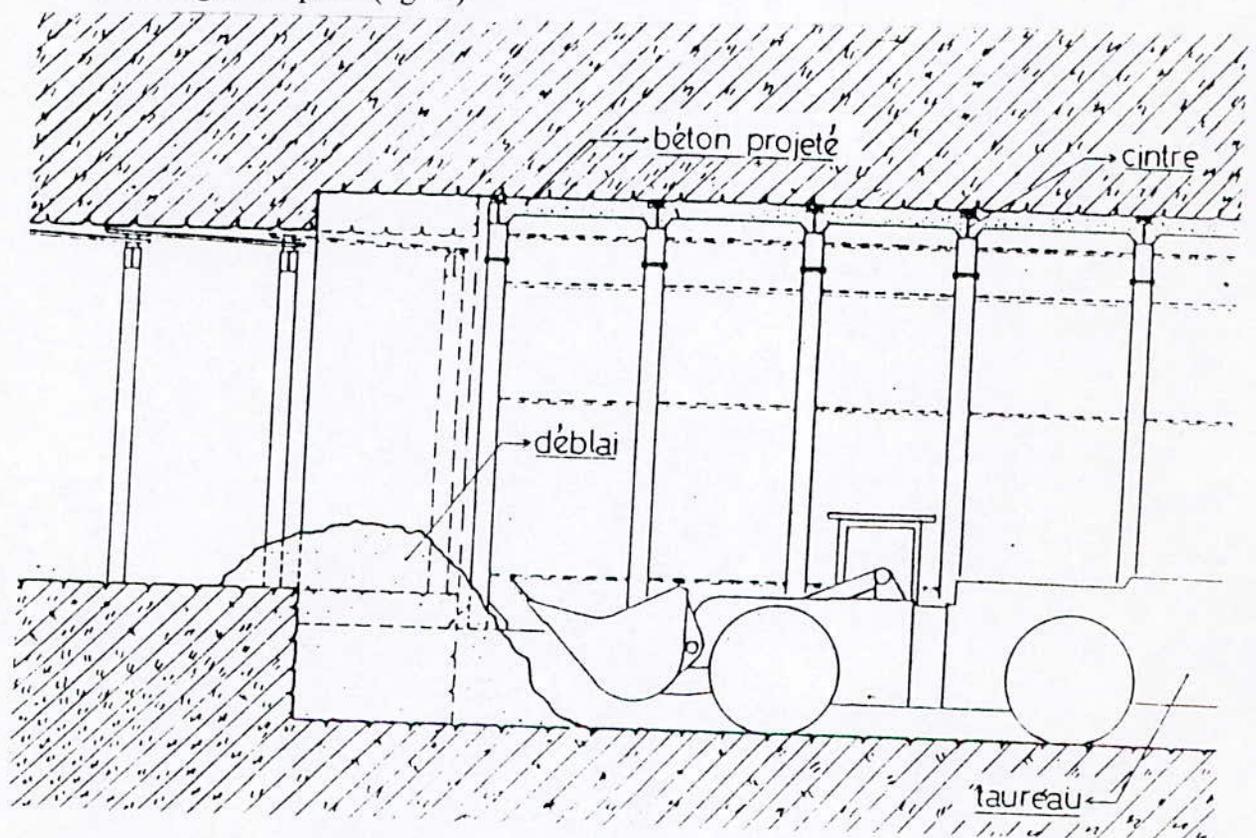


fig.34 : Chargeuse (TORO 400D)

Cette chargeuse évacuera les déblais du front de taille vers le fond du puits, puis à partir de celui ci ils seront évacués à l'aide d'une benne preneuse installer en surface libre. Cela ne permet même d'éviter tout encombrement a l'intérieur de la galerie.

**Conclusion :** Comme moyen de marinage, à l'intérieur du tunnel, on propose une chargeuse à pneus, à partir du puits une benne preneuse et un camion qui évacue les déblais vers la zone de décharges.

**C- SOUTÈNEMENT PROVISOIRE :**

Un tunnel dans de telles formations qui ne sont pas très appréciable ne peut être laissé sans soutènement, de temps plus on ne doit pas laisser le terrain converger vue sa grande sensibilité aux tassements.

La nouvelle méthode Autrichienne ( N.M.A) qui consiste à faire participer le terrain a son soutènement ne peut être appliqué car, les formations rencontrées ne peuvent s'auto-soutenir et on doit limiter la convergence des terrains alors que la N.M.A se base sur cette convergence pour mobiliser les capacités d'autoportance des terrains.

Vue de la faible profondeur du tunnel ( couverture inférieure à 3 fois le diamètre ) et de ce qui a été précité, on opte pour un soutènement par supportage qui est conçue pour reprendre la totalité des charges extérieures. Fig.35

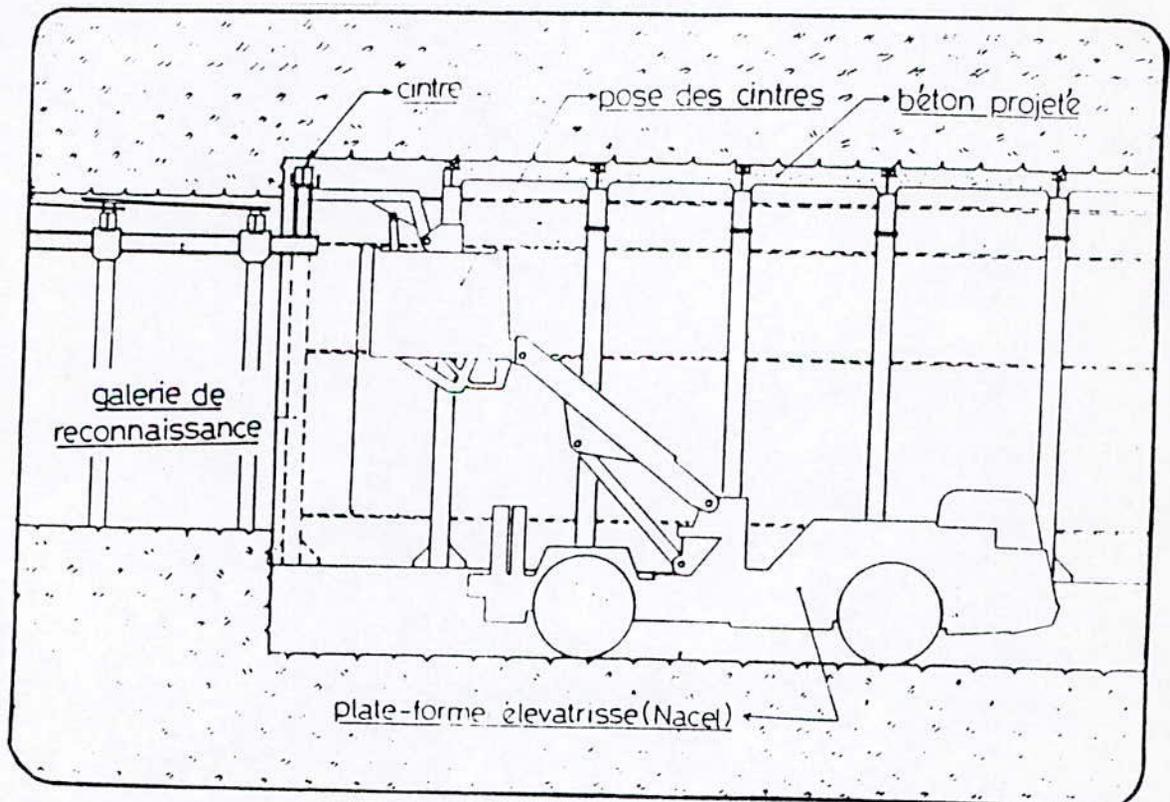


Fig.35 : Pose des cintres( soutènement provisoire )

Les éléments porteurs de ce soutènement sont :

- Les cintres métalliques lourds (de type HEB ).
- Le béton projeté .
- Le treillis soudé.

Au niveau de la roche tendre ( grès conglomérats - marnes ) : pour ramener un apport de résistance continue le plutôt possible a ces terrains et pour éviter leur altération au contact de l'air et de l'humidité on procédera comme suit :

- Mise en place d'une première couche de béton projeté dit " couche protectrice et de sécurité " .
- Pose de treillis soudé .
- Pose des cintres .
- Mise en place de la deuxième couche de béton projeté qui enveloppe le tout .

#### **D-SOUTÈNEMENT DÉFINITIF :**

Le soutènement provisoire adopté agit par support, le soutènement définitif appelé revêtement doit agir aussi de la même façon .Il doit reprendre toute les charges et les surcharges extérieures.

Le revêtement qui englobe ces critères est le béton coffré qui est un anneau très rigide et porteur. Il assure une bonne étanchéité du tunnel et il est esthétique aussi .

Il sera réalisé à l'aide d'un coffrage coulissant .

D'après le professeur P.Peiterquin, l'épaisseur d'un tel revêtement pour un tunnel situé dans un massif de qualité pas très appréciable et d'ouverture importante sera de 60 a 80 cm, le soutènement provisoire étant incluse évidemment car celui-ci s'intègre directement au revêtement pour former un corps relativement monolithique .Une fois le tunnel en service, le béton coffré facilitera l'entretien de celui-ci et son éclairage aussi, il résiste aussi aux agents extérieurs tels les agents polluants éventuels, humidité , choc ...etc.

**E - INSTALLATION DU CHANTIER :**

La première des choses qui nous vient à l'esprit dans l'installation du chantier est la préparation des accès au chantier. Dans notre cas le chantier est divisé en deux parties :

-Une partie à l'intérieur du tunnel .

-Une partie à l'extérieur .

Accès à la galerie se fera par l'intermédiaire d'un puits creusé pour cet effet alors que l'accès au puits se fera par une piste spécialement aménagée .

A l'intérieur du tunnel, il y aura la pelle mécanique, la chargeuse pour le marinage, des cintres, le canot de ventilation, deux conduites de béton (béton projeté, béton coffret ), des câbles d'électricité servant pour l'éclairage et les engins électriques, une conduite d'eau et enfin quelques rouleaux de treillis soudé.

A l'extérieur du tunnel, il y aura tous les matériels nécessaires pour la réalisation de ce tunnel ( fig.36 ).

Une fois les accès au tunnel et au puits sont fixés, on procède à l'installation proprement dite, cela nous permettra de délimiter le chantier et de déposer la clôture extérieure.

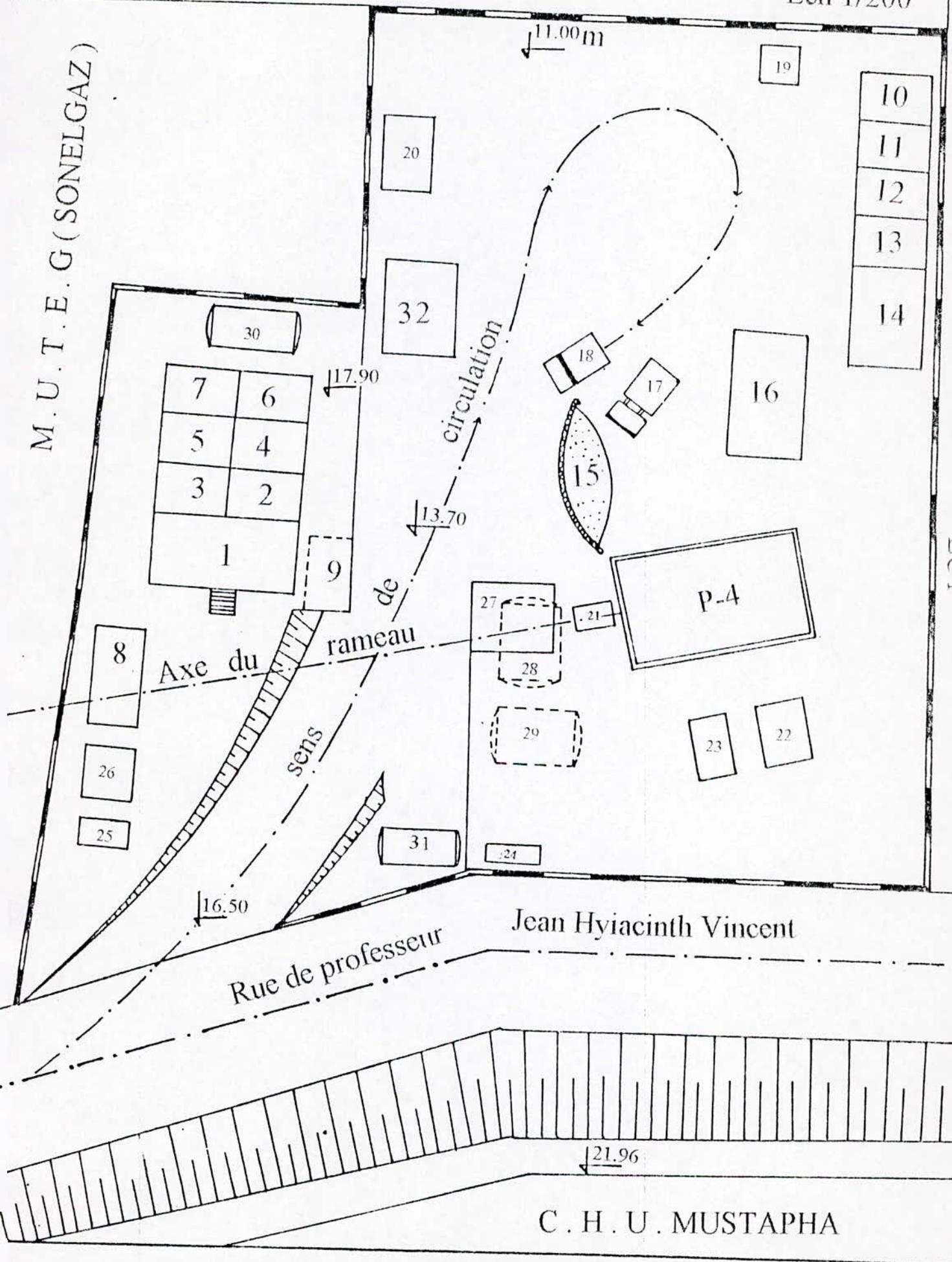
Fig.36 VUE EN PLAN



Ech 1/200

M. U. T. E. G (SONELGAZ)

LCY



C. H. U. MUSTAPHA

Légende (fig .36)

- 1 à 7 : les bureaux.
- 8 : poste de garde.
- 9 : vestiaires + douches.
- 10 à 13 : les bureaux + magasin
- 14 : Atelier de ferrailage .
- 15 : place de pose de déblais temporairement
- 16 : grue hydraulique (benne preneuse).
- 17 : chargeuse .
- 18 : camion .
- 19 : dumper.
- 20 : pompe à béton (radier ).
- 21 : ventilateur .
- 22 : compresseur .
- 23 : poste de soudure.
- 24 : armoire d'électricité.
- 25 : groupe électrogène.
- 26 : poste d'électricité .
- 27 : bétonnière (Atlas 441 ).
- 28 et 29 : réservoir d'eau souterrain.
- 30 : réservoir d'eau à la surface.
- 31 : Réservoir de gasoil .
- 32 : bassin d'eau ( longueur : 3m , largeur : 1.5m).
- P-4 : puits n° 4 .

**F- DETERMINATION DES MOYENS DE REALISATION :**

Pour déterminer les moyens de réalisation, on se fixe un volume de travail à déterminer .

Ce volume sera le taux d'avancement journalier . Ce projet se situe en plein centre ville. Dans les roches dures creusé à l'aide d'un agent de démolition ( ciment expansif ) la longueur de la volée est très faible car cet explosif a un temps de réaction de 6 à 15 heures. Dans les roches tendres elles sont inférieures à 1.00 m (  $\geq 0.6$  m ). Au fait le taux d'avancement par jour (3 postes ) sera la longueur de passe d'un cintre à un autre ( c'est à dire l'avancement journalier est environ 1ml ).

Avancement journalier est composé des tâches suivantes:

- Support de la voûte de la galerie de reconnaissance.
- Enlèvement du soutènement de la galerie de reconnaissance.
- Excavation de la demi-section supérieure + marinage .
- Pose de cintres + treillis soudé .
- Béton projeté .
- Excavation de la demi-section inférieure + marinage.
- Pose de cintres pour fermer l'anneau + treillis soudé .
- Béton projeté .

Le planning d'avancement des travaux dans le tunnel « C » de l'année 1996 est résumé dans le tableau N°15:

La méthode adoptée dans le tunnel « C » c'est des deux cintres de devancement dans la demi-section supérieure. Si les deux phénomènes suivants n'auront pas lieu on pourrait agrandir le devancement jusqu'au trois cintres ( voir coupe 1-1 , carte n° 3 ) :

- Fléchissements anormaux des cintres .
- Fissuration éventuellement de béton projeté.

En cas des deux cintres de devancements appliquer le système des tirants provisoires suivant : ( fig.37 ). carte N°3 .

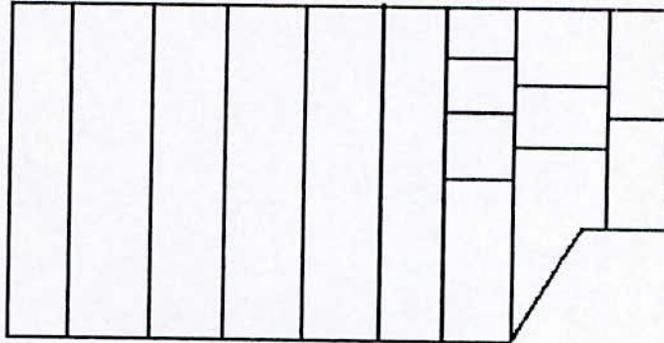


fig .37 : Le système des tirants de renforcement.

Le chantier est en activité 24 h / 24 h , soit 3 équipes de 8 h .

La première équipe débutera à 6 h du matin jusqu'à 14 h , la deuxième de 14 h a 22 h et la troisième équipe de 22 h à 6 h du matin .

#### F-1 MOYENS HUMAINS :

Lors du creusement et du soutènement, les travaux s'effectueront en trois postes, pour le revêtement définitif ( bétonnage ) on aura une autre équipe qui interviendra .

Le creusement et le soutènement sont assuré par une même équipe et il sera composé de :

- 7 mineurs .
- 1 opérateur sur la pelle mécanique .
- 1 opérateur sur la chargeuse .
- 1 soudeur mécanicien .

- 1 opérateur sur la benne preneuse .

- 1 un chauffeur poids lourds.

12 personnes

Cette équipe est appelée : Equipe de production, pour ce chantier on aura besoin de trois équipes soit 36 personnes . Les autres équipes sont appelées équipes de soutien .

L'équipe de bétonnage ( coulage de revêtement définitif ) sera composée comme suit:

- 5 coffreurs.

- 2 opérateurs sur la pompe à béton et les flexibles.

Soit 7 personnes pour cette équipe de bétonnage.

Le reste du personnel sera composé de :

- 1 opérateur sur le central a béton .

- 2 chauffeurs de poids lourds + 2 chauffeurs poids légers.

- 1 chauffeur pour le transport personnel .

- 1 électromécanicien .

- 2 mécaniciens diesel .

- 1 électricien engin .

- 1 électricien bâtiment.

- 1 magasinier .

- 2 infirmiers.

- 1 laborantin .

- 1 opérateur sur l'appareil d'essai.

- 1 géologue .

- 1 topographe.

- 1 secrétaire de chantier.

- 1 ingénieur minier .

- 3 gardiens ( 1 de jour et 2 de nuit )
- 1 ingénieur génie civil .
- 1 acheteur .
- 1 ingénieur responsable du chantier.

Soit un total en personnel de :

$$36 + 7 + 26 = 69 \text{ personnes}$$

### **F-2 MOYENS MATERIELS :**

Comme moyens matériels on aura besoin de :

- 1 pelle mécanique sur Chenille ( TUMN R942HD ).
- 1 chargeuse a pneus avec un godet de 2.0 m<sup>3</sup> ( TORO 400D ).
- 1 benne preneuse de 1.0 m<sup>3</sup>.
- 1 central à béton ( BETOMIX 40).
- 1 groupe électrogène ( EG 480 ).
- 1 compresseur ( MOB XA350 DD) .
- 1 ventilateur ( ventilateur réversible ) (TUN UCS 55).
- 1 poste de soudure .
- 1 pompe à béton à piston pour le béton frais ( actionne sur 400.0 m )( BSA 1400 HE).
- 1 appareil pneumatique (système Aliva ) pour le béton projeté ( actionne sur 500.0 m ).
- 3 camions ( CA 330 - 26N) ( E.K 66) .
- 1 grue hydraulique ( LTM 1025 ).
- 1 minibus (40-8).
- 1 ambulance ( T.T 230 G.E ).

**Remarque :**

Le nombre de camions a été calculé de la manière suivante :

Détermination du rendement la benne preneuse :

Soit  $t_c$  le temps du cycle preneuse .

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 .$$

avec  $t_1 = 10$  s , temps de chargement.

$t_2 = 15$  s , temps de levage plus rotation.

$t_3 = 5$  s , temps de déchargement .

$t_4 = 10$  s , temps de rotation plus descente de godet.

$$t_c = 10 \text{ s}$$

Le rendement d'un engin est déterminé par la formule suivante:

$$R = \frac{3600}{t_c} \times q \times c_r \times c_c \times c_v \times c_t$$

$q = 1 \text{ m}^3$  , volume du godet .

$C_r = 0.9$  , coefficient caractérisant l'opérateur .

$C_c = 0.95$  , coefficient caractérisant les conditions climatiques .

$C_v = 0.91$  , coefficient volumétrique, on considère que le déblai augmente de 10 % de volume lors de chargement .

$C_t = 0.9$  , coefficient d'exploitation du temps .

**Application numérique :**

$$R = 3600/40 \times 1 \times 0.90 \times 0.95 \times 0.91 \times 0.90 = 63 \text{ m}^3 / \text{h}.$$

$$R = 63 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Si on suppose des camions de  $6.0 \text{ m}^3$  de volume pour le transport des déblais, le temps de chargement d'un camion sera :

$$t = 6/63 = 0.095 \times h \cong 6 \text{ mn} .$$

On se fixe la zone de déchargement à 5 Km du puits, le camion fera un aller et un retour.

Soit de 10 Km, à une vitesse de 60 Km/h, il fera 10 mn sur ce trajet pour les différents manoeuvres et déchargements, il restera 2 mn, soit un total de 12 mn, pour le cycle de camion .

### **G- VENTILATION :**

La ventilation d'un tunnel lors de sa construction est l'une des tâches indispensables si l'on veut éviter tout atteinte à la santé du personnel d'exécution et garantir un déroulement des travaux sans perturbations dus à la pollution de l'atmosphère a causé par

Cette pollution est généralement due au :

- Les moteurs des engins à combustions
- respiration du personnel d'exécution .

L'utilisation de l'agent de démolition ( Ciment expansif ) ne dégage aucun gaz nocif ( voir Annexe 1 ).

Pour tenir compte des engins diesel circulant à l'intérieur du tunnel, les gaz d'échappement de ces engins qui contient un élément très nocif qui est de la vapeur d'acroleine ( $C_3H_4O$  ).

Les normes françaises admettent qu'un débit de  $2.1 \text{ m}^3 / \text{mn} / \text{cheval}$  suffira pour diluer ces gaz, une valeur de  $3.0 \text{ m}^3 / \text{mn} / \text{ch}$  sera prise dans certain cas particulier .Les normes suisses exigent un début de 4 à  $6 \text{ m}^3 / \text{mn} / \text{ch}$  pour diluer ces gaz .

On doit tenir compte lors des calculs des débits d'air à aspirer ou à refouler, des pertes de charges et surtout des fuites aux joints du canar . La vitesse de l'air aspirer ou refouler ne doit en aucun cas dépasser le seuil de  $0.5 \text{ m} / \text{s}$  , car au-delà du seuil on risque de gêner le personnel exécutant .

Les systèmes de ventilation existant sont au nombre de 3 et ils sont :

**G-1- SOUFLAGE OU REFOULEMENT :**

Ce système consiste en un refoulement artificiel permanent d'air frais dans la zone de front de taille .

L'inconvénient major est que l'air pollué dégagé par les engins transforme la galerie en un collecteur de poussière , cet inconvénient rend le système inutilisable que pour les tunnels courts de longueur généralement inférieure à 500 m .

Schéma de fonctionnement fig.38

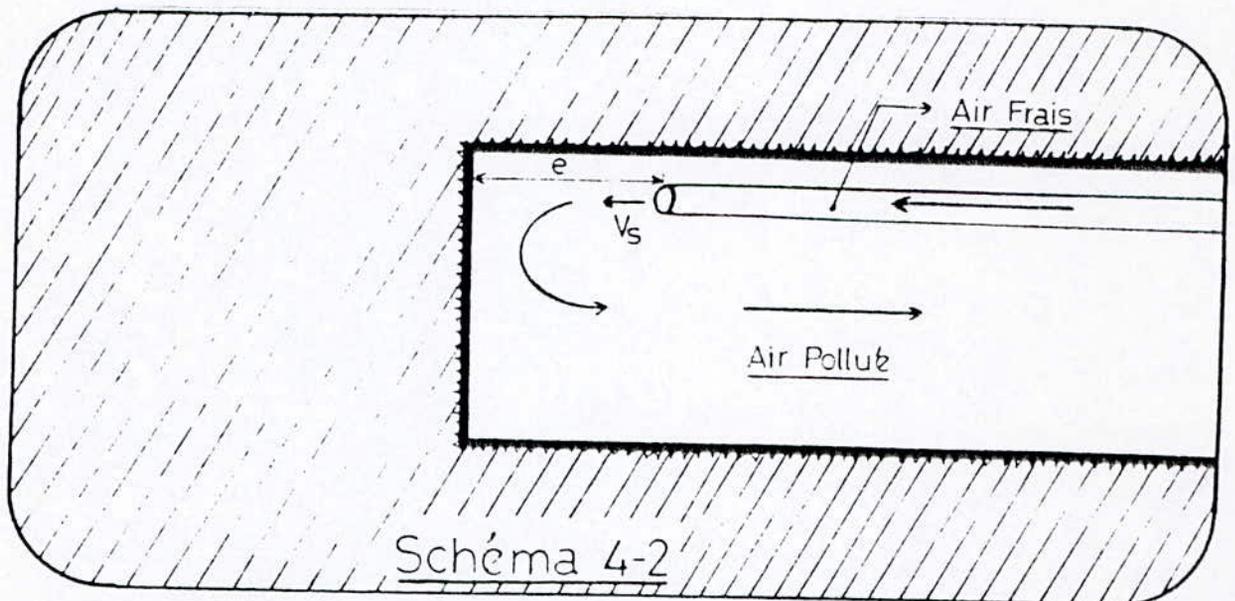


fig .38 : Ventilation par soufflage.

**G-2 - VENTILATION PAR ASPIRATION :**

Ce système a l'inverse du premier consiste en l'aspiration artificielle permanente du l'air pollué du front d'attaque .L'air frais arrive avec une faible vitesse (0.20 à 0.30 m /s ).L'aspiration n'agit que sur une distance de quelque mètre de l'ouverture du canar .Inconvénient major de ce système est qu' il reste toujours devant le front d'attaque une zone d'air pollué stagnante qui ne peut être aspiré vue son éloignement de l'ouverture du canar et de plus c'est à cet endroit travaillent le plus d'hommes .

Dans notre cas ce système est à éviter car l'air stagnant contient beaucoup de gaz nocif et on ne peut les aspirer , dans ces conditions les travailleurs exposent à des dangers .

L'arrivée d'air frais qui se fait par le tunnel est en fonction des conditions météorologiques.

Schéma de fonctionnement : fig.39

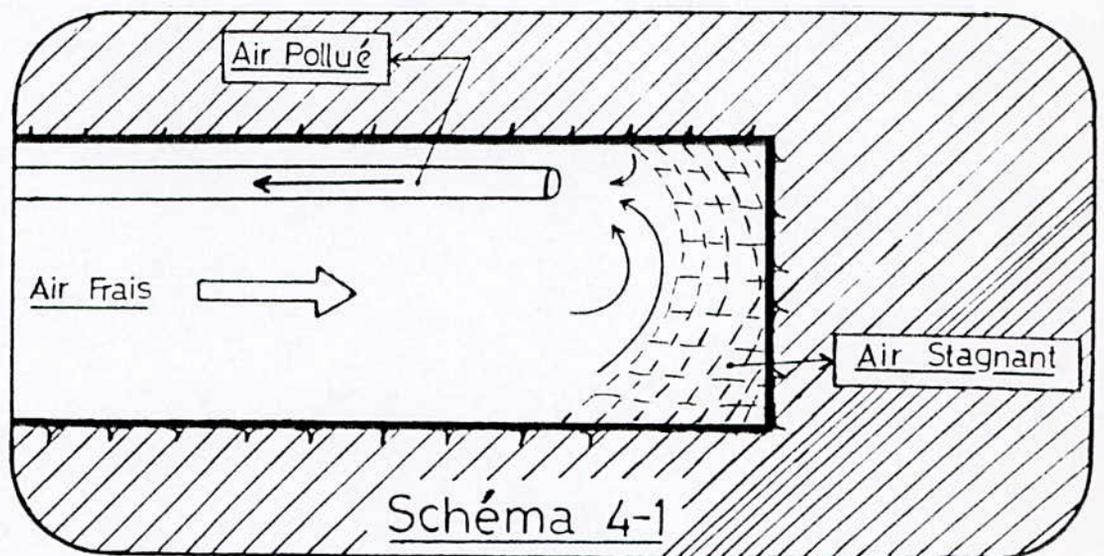


fig .39 :Ventilation par aspiration

### **G-3-SYSTEME DE VENTILATION MIXTE :**

Pour obvier aux inconvénients de deux système précédent , on combine les deux procédés on les utilisant successivement .

Dans ce système l'air pollué est aspiré par le canar comme dans le système de ventilation par aspiration , une fois l'air pollué est évacué on refoule l'air frais dans le canar au front de taille selon le système de ventilation par refoulement .

Dans des tunnels longs , pour améliorer l'évacuation des airs pollués, on installe une canalisation auxiliaire qui débouche tout près du front de taille.

Elle pour effet de prendre de l'air frais dans le tunnel et de créer avec un courant de balayage qui chasse la zone stagnante. Cette canalisation est munie d'un ventilateur qui donne une grande vitesse à l'air refouler. Cette ventilation est appelée aussi ventilation réversible, son principe est obtenu même avec un seul ventilateur.

Schéma de fonctionnement : ( fig.40 )

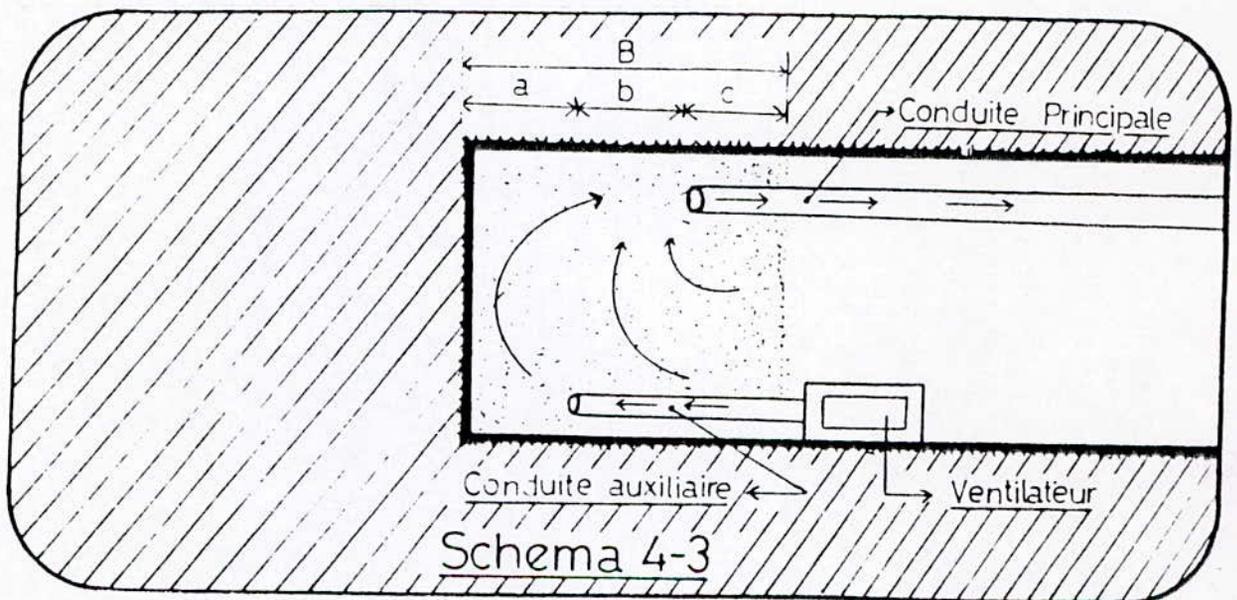


fig .40 : Ventilation mixte.

**N.B :**

Avant de refouler de l'air frais on doit s'assurer d'abord que tout l'air pollué est évacué de la canalisation car on risque de refouler de l'air pollué .

**CONCLUSION :**

Dans le cadre de ce projet le tunnel qu'on doit ventiler durant sa réalisation est long de 280 m avec une section de 80 m<sup>2</sup> , les engins utilisés à l'intérieur du tunnel sont à traction diesel . Au vu de la méthode de creusement adoptée qui est pour les marnes les machines à attaques ponctuelles et pour les schistes les ciments expansifs, pour éviter tout risque d'atteinte à la santé du personnel , on opte pour le système de ventilation combinée (aspirante , refoulante ). Ce procédure nous permet d'augmenter d'une manier indirecte le rendement du chantier, cela en supprimant tout atteinte des équipes de l'évacuation des fumées .

Le débit utile pour les gaz d'échappement et de la respiration du personnel ; cette dernier est négligeable ; sera pries égale à :

$$Q_{\text{diesel}} = 5 \times N$$

5 : Le débit d'air utile pour un cheval par minute ( m<sup>3</sup> / mn /ch )

N : nombre de chevaux travaillant en même temps .

Dans ce cas le N représente le nombre de chevaux de la chargeuse et foreuse et de la pelle mécanique. Soit pour le foreuse une puissance de 63 kW et pour la chargeuse une puissance de 158 kW ou plus et pour la pelle mécanique une puissance de 500 kW ou plus.

$$N = ( 63 + 158 + 500 ) \times 10^3 \times 1 / 735 = 981 \text{ ch } ( 1\text{ch} = 735 \text{ w} )$$

$$Q_{\text{diesel}} = 5 \times N = 5 \times 981 = 4905 \text{ m}^3/\text{mn} .$$

Pour tenir des fuites et d'autres problèmes on majore ce débit de 20 %.

$$Q = 1.2 \times Q_{\text{diesel}} = 1.2 \times 4905 = 5886 \text{ m}^3/\text{mn}.$$

# CONCLUSION GENERALE

---

**A**u terme de cette étude, trois méthodes de creusement ont été mise a l'examen en basant sur les différents types de mécanisation (tunneliers, explosifs, machine a attaque ponctuelle ).

Dans le chapitre V : choix de méthode de réalisation, le choix a été porté sur la ,méthode de creusement a l'aide des machines a attaques ponctuelles dans la partie tendre(la marne), et au ciment expansif dans la partie rocheuse (gneiss).

Les techniques qu'il faut utilisées dans cette méthode sont : le creusement en demi section et la nouvelle méthode autrichienne (N.M.A) qui à pour principe de base:" perturber le moins possible le terrain autour de la cavité et tirer profit au maximum des caractéristiques mécaniques initiales " ou "aider le terrain à se soutenir lui même, et sa signifie la pose immédiatement du soutènement après l'excavation.

Enfin la technique des deux cintres de devancement dans la demi section supérieur. Si les deux phénomènes suivant n'auront pas lieu on pourrait agrandir le devancement jusqu'au trois cintres:

- fléchissement anormaux des cintres
- fissuration éventuellement de béton projeté.

En cas de deux cintres de devancement; appliquer le système des tirants provisoire .

Mais ces techniques seront plus efficace s'il y aura une bonne organisation du chantier.

On souhaite à l'avenir que d'autres projets seront proposées et qui traitent le problème des calculs des ouvrages souterrains avec l'utilisation des méthodes numériques plus sophistiquées (méthode des éléments finis, méthode d'équilibre limite,etc. ...).

# BIBLIOGRAPHIE

---

[1]: B.BOKY-1968

Exploitation des mines. Eds MIR, 1968

[2]: A.BOUVARD, G.COLOMBET, ESTEULLEF-1988

Ouvrages souterrains: conception, Réalisation, entretien. Eds PRESSE, 1988

[3]: J.P.MAGNAN, A.GUILLOUX-1987

Les méthodes des éléments finis dans les projets de géotechnique. Eds PRESSE, 1987

[4]: H.W.RICHARDSON, R.S.MAYO-1953

Pratique de percement des tunnels. Eds DUNOD 1953

[5]: SAADA VALENTINA-1994

Projet d'implantation physique et d'ouvrage métropolitain cas de métro d'ALger (Lot 5) Thèse de magister ENP-1994

[6]: P.STASSEN-1982

Creusement des galeries. Presse universitaire de liege-1982

[7]: k.SZECHY -1970

Traité de construction des tunnels. Eds DUNOD-1970

[8]: YESLI. ABDELKARIM -1995

Etude géologique et géotechnique des tronçons

Lot 5 et Lot 5 du métro d'Alger PFE-USTHB 1995

[9]: B.ZAHIDA, A.M.RABHI-1992

Etude d'un tunnel dans un terrain marneux PFE-USTHB 1995

[10]: M.ZERMANI-1989

Etude d'un tronçon du Métro d'Alger. PFE-ENTP 1989

[11]: COSIDER

Mémoire technique COS 1-2 10/88 COSIDER-1988

[12]: METRO d' Alger

Etude de conception et d'ingénierie. 1984

[13]: Revues tunnels et ouvrages souterrains de l'A.F.T.E.S-1986 à 88

[14]: Technique de l'ingénieur- 1995

Encyclopédie, classeur 4

# Annexe I

## CIMENT EXPANSIF:

Qu'est se que le ciment expansif (KARTOCK3 )?

Ciment expansif( KARTOCK 3 ) :c'est un agent de démolition qui contrairement aux explosifs, produit une expansion lente .

Après 2 heures ,il développe une force d'expansion qui démolit le béton .Cette force dépassant les 8000 t/ m<sup>2</sup> ,après un laps de temps supplémentaire de 4 heures .

Est un agent d'expansion écologique , il respecte l'environnement puisque son utilisation n'engendre aucun gaz toxique, aucun vibration , aucune poussière, aucun bruit et aucune chute de pierres.

Permit, par la technique de perçage adapté et on utilisant des coins ou autres cales, de démolir dans la direction désirée , le rocher en place, les blocs de pierres isolée et le béton .

KATAROCK3 est le plus rapide et le plus efficace de tous les agents d'expansion; une alternative à la dynamite.

## LES GENERATION DE KATAROCK :

1981 - première génération : KATAROCK à été développé en 1981 une force d'expansion de 4000 t/ m<sup>2</sup> est atteinte, la même force que les autre agents de démolitions, atteignant seulement aujourd'hui. Cette force d'expansion été atteinte après 10 à 20 heures .

1983 - deuxième génération : KATAROCK devient KATAROCK 600 avec une force d'expansion de 6000 t/ m<sup>2</sup> de réaction de 6 à 12 heures .

1986 - troisième génération : KATAROCK 3 apparaît , une force d'expansion de 8000 t/ m<sup>2</sup> ,et atteinte après un temps de réaction seulement de 2 à 15 heures.

Type de destruction / agent de destruction	Force explosif	inconvénients				sécurité	Simplicité	Economie
		1	2	3	4			
Dynamite	xx	00	00	00	00	00	00	xx
Démolisseur béton	x	0	0	00	x	0	0	0
Démolisseur roche	0	0	x	x	xx	x	xx	0
Pompes hydrauliques	00	xx	xx	xx	xx	xx	xx	00
Agent d'expansion 1 ère génération	0	xx	xx	xx	xx	xx	xx	0
KATROCK 3	xx	xx	xx	xx	xx	xx	xx	x

Note

xx: excellent

x: très bon

0 : bon

00 :mauvais

1: Bruit

2: Vibrations

3: Emission

4: jet de pierres

## Agent de démolition non explosif :

KATAROCK 3 représente la dernière technologie de démolition non explosif .

### Manipulation du KATROCK 3 :

Pour le mélange un équipement mécanique est préférable , bien qu'on puisse pour , de petites quantités utiliser un mélangeur à main ou une truelle.

Le récipient dans le quelle on mélange doit être et exempt de résidus organiques. L'eau ne doit dépasser la température de 25° C maximum et doit être propre . Le mélange idéale est de 1.5l par sac de 5 Kg de KATROCK3 . La diminution du volume d'eau ajoutée augmente la puissance expansive .

L'augmentation du volume d'eau diminue la puissance et allonge le temps de réaction . Il est indispensable de porté des gants , lunette de protection et casque.

Avec l'addition de l'eau spécifiée, KATROCK3 , est un produit liquide qu'on peut remplir les trous sans problème pour simplifié cette opération, des pompes peuvent être mise en oeuvre.

Une fois mélanger le KATROCK 3 doit être utilisé dans les 10 mn . Dans le cas des trous horizontaux le KATROCK 3 peut tixotropie .

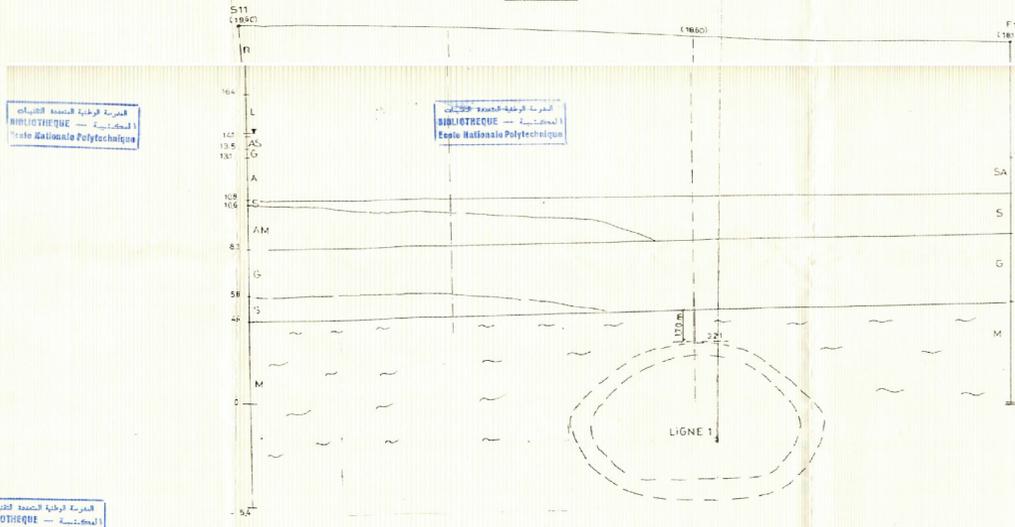
En cas d'utilisation des coins les mettre en place immédiatement après le remplissage des trous . Récupéré les coins après l'opération , ils sont réutilisable .

En cas de trous fortement humide le KATROCK3 liquide sera versée dans des films en polyéthylène, légèrement plus grand que les trous de forage.

Introduire les films polyéthylène dans les trous de forage et de verser le KATROCK 3 liquide dans le film. Une accumulation d'eau dans le fond du trou peut être ramener à la surface en suivant ce processus.

ech. 1:200

COUPE 1



المعهد الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

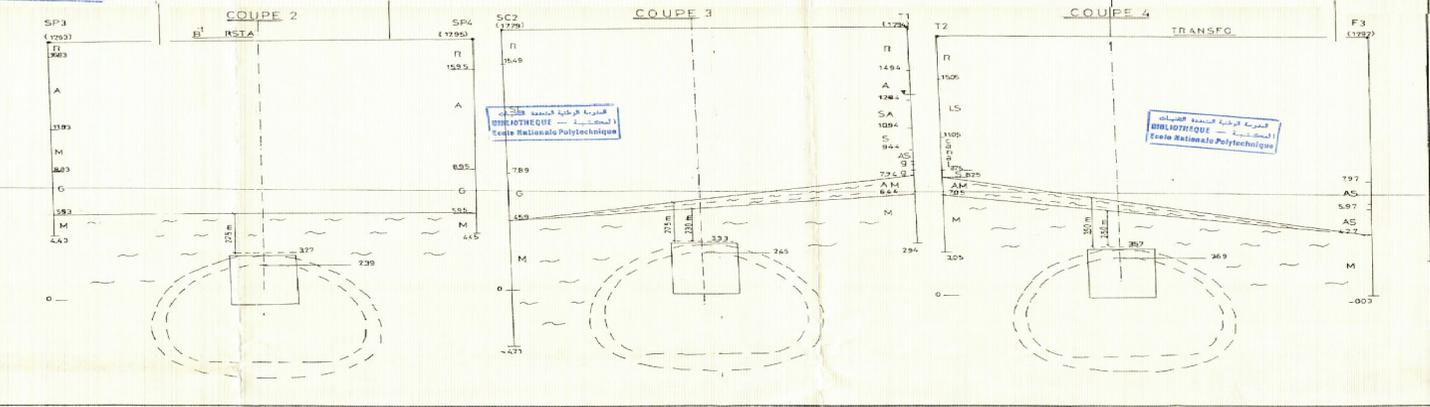
المعهد الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

COUPE 2

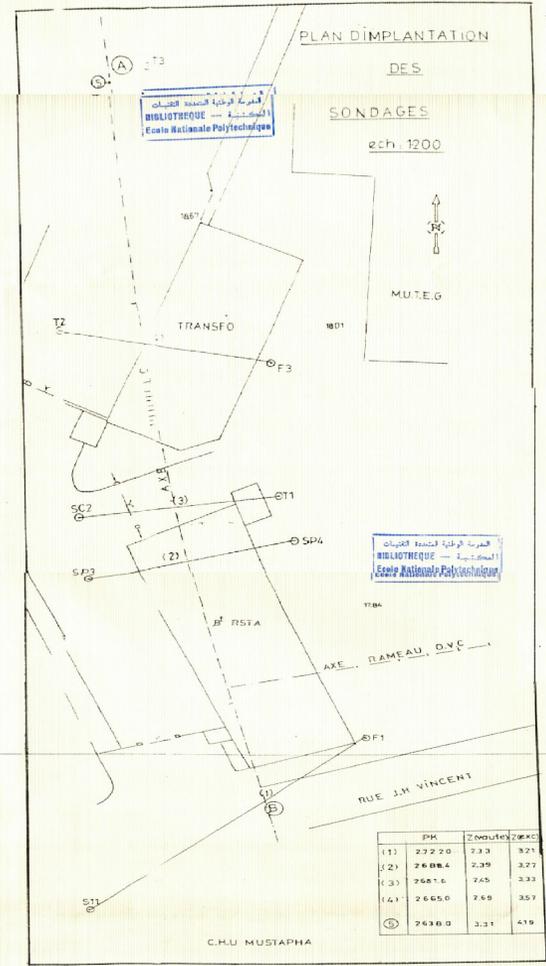
COUPE 3

COUPE 4



المعهد الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

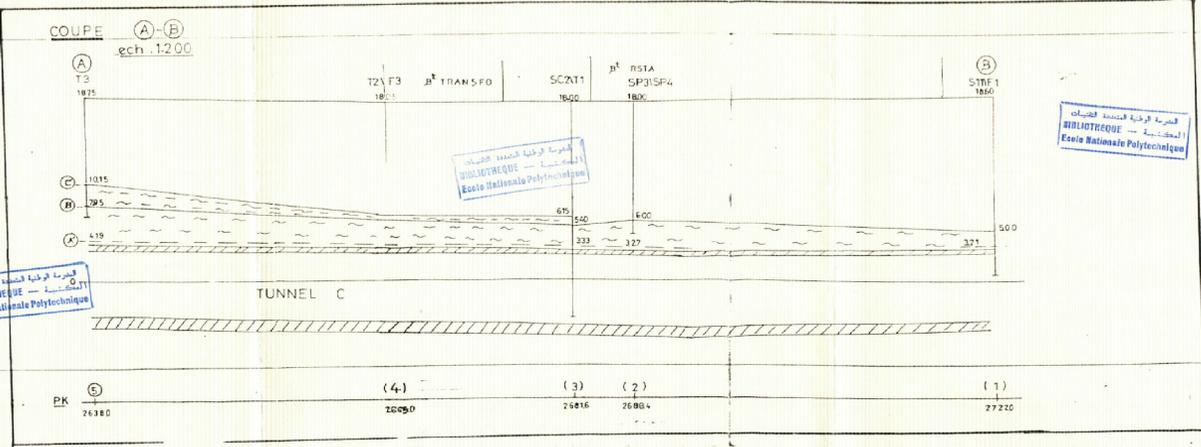
المعهد الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique



PK	Zouiten	Zek
(1)	272.20	2.33
(2)	268.4	2.39
(3)	265.1	2.65
(4)	265.0	2.69
(5)	263.0	3.31

COUPE (A-B)

ech. 1:200



المعهد الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

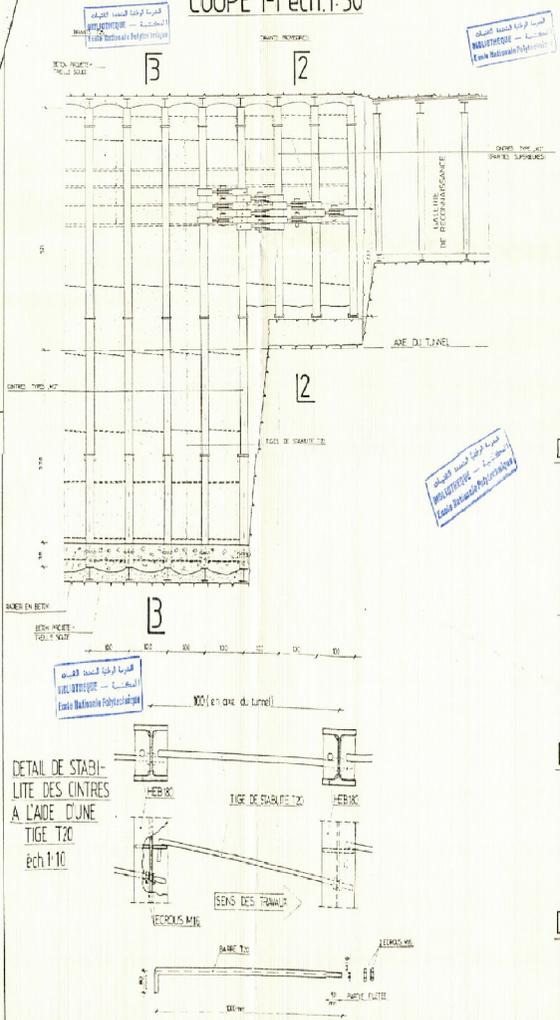
legende:

- R : remblais
- L : limons
- A : argile
- S : sable
- G : gres
- M : marne

(A) cote de l'excavation  
 (B) " du toit des marnes  
 (C) " " " argiles marneuses

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DEPARTEMENT GENIE MENIER	
THEME TECHNOLOGIE ET MECANISATION DU CREUSEMENT D'UN TUNNEL (CAS DE METRO D'ALGER)	
ETUDE PAR	HAOUES HACENE
DIRIGE PAR	AF MOHAMED AGUID
TITRE DE PLANCHE	COUPES GEOLOGIQUES
ECHELLE	reduction de 25%
ELABORE PAR	COSIDER
NUMERO DE PLANCHE	2

COUPE 1-1 éch:1:50

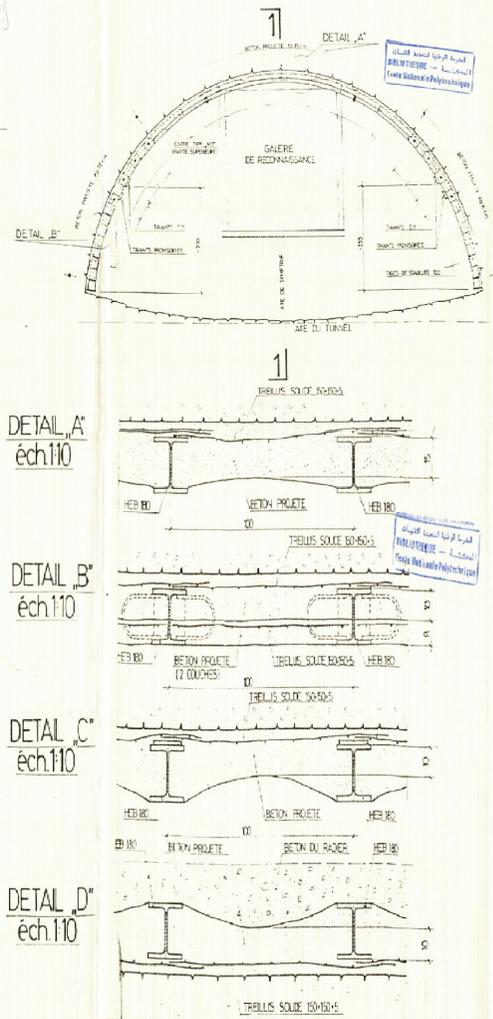


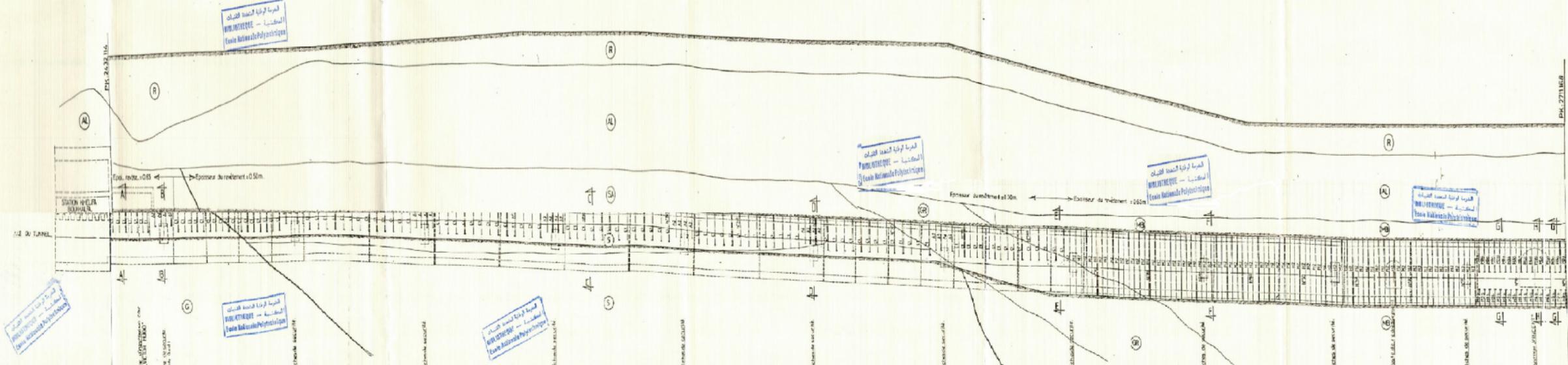
الجامعة الوطنية للتكنولوجيا  
UNIVERSITE ALGERIE  
Ecole Nationale Polytechnique

الجامعة الوطنية للتكنولوجيا  
UNIVERSITE ALGERIE  
Ecole Nationale Polytechnique

الجامعة الوطنية للتكنولوجيا  
UNIVERSITE ALGERIE  
Ecole Nationale Polytechnique

COUPE 2-2 éch:1:50





PLAN DE COMPARAISON - ISINGS

TRACÉ EN PROFIL

DISTANCES CUMULÉES

NIVEAU DE LA CRÈVE DU TUNNEL

NIVEAU DU TOIT DE L'EXCAVATION

NIVEAU DU TOIT DE L'ENTRÉE DES CENTRES

NIVEAU DES SEMELLES DES CENTRES

REPERES ET DISTANCES DES CENTRES

STATION	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
CRÈVE	10.50	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	27.50	30.00	32.50	35.00	37.50	40.00	42.50	45.00	47.50	50.00	52.50	55.00	57.50	60.00	62.50	65.00	67.50	70.00	72.50	75.00	77.50	80.00	82.50	85.00	87.50	90.00	92.50	95.00	97.50	100.00	102.50	105.00	107.50	110.00	112.50	115.00	117.50	120.00	122.50	125.00	127.50	130.00	132.50	135.00	137.50	140.00	142.50	145.00	147.50	150.00	152.50	155.00	157.50	160.00	162.50	165.00	167.50	170.00	172.50	175.00	177.50	180.00	182.50	185.00	187.50	190.00	192.50	195.00	197.50	200.00	202.50	205.00	207.50	210.00	212.50	215.00	217.50	220.00	222.50	225.00	227.50	230.00	232.50	235.00	237.50	240.00	242.50	245.00	247.50	250.00	252.50	255.00	257.50	260.00	262.50	265.00	267.50	270.00	272.50	275.00	277.50	280.00	282.50	285.00	287.50	290.00	292.50	295.00	297.50	300.00	302.50	305.00	307.50	310.00	312.50	315.00	317.50	320.00	322.50	325.00	327.50	330.00	332.50	335.00	337.50	340.00	342.50	345.00	347.50	350.00	352.50	355.00	357.50	360.00	362.50	365.00	367.50	370.00	372.50	375.00	377.50	380.00	382.50	385.00	387.50	390.00	392.50	395.00	397.50	400.00	402.50	405.00	407.50	410.00	412.50	415.00	417.50	420.00	422.50	425.00	427.50	430.00	432.50	435.00	437.50	440.00	442.50	445.00	447.50	450.00	452.50	455.00	457.50	460.00	462.50	465.00	467.50	470.00	472.50	475.00	477.50	480.00	482.50	485.00	487.50	490.00	492.50	495.00	497.50	500.00	502.50	505.00	507.50	510.00	512.50	515.00	517.50	520.00	522.50	525.00	527.50	530.00	532.50	535.00	537.50	540.00	542.50	545.00	547.50	550.00	552.50	555.00	557.50	560.00	562.50	565.00	567.50	570.00	572.50	575.00	577.50	580.00	582.50	585.00	587.50	590.00	592.50	595.00	597.50	600.00	602.50	605.00	607.50	610.00	612.50	615.00	617.50	620.00	622.50	625.00	627.50	630.00	632.50	635.00	637.50	640.00	642.50	645.00	647.50	650.00	652.50	655.00	657.50	660.00	662.50	665.00	667.50	670.00	672.50	675.00	677.50	680.00	682.50	685.00	687.50	690.00	692.50	695.00	697.50	700.00	702.50	705.00	707.50	710.00	712.50	715.00	717.50	720.00	722.50	725.00	727.50	730.00	732.50	735.00	737.50	740.00	742.50	745.00	747.50	750.00	752.50	755.00	757.50	760.00	762.50	765.00	767.50	770.00	772.50	775.00	777.50	780.00	782.50	785.00	787.50	790.00	792.50	795.00	797.50	800.00	802.50	805.00	807.50	810.00	812.50	815.00	817.50	820.00	822.50	825.00	827.50	830.00	832.50	835.00	837.50	840.00	842.50	845.00	847.50	850.00	852.50	855.00	857.50	860.00	862.50	865.00	867.50	870.00	872.50	875.00	877.50	880.00	882.50	885.00	887.50	890.00	892.50	895.00	897.50	900.00	902.50	905.00	907.50	910.00	912.50	915.00	917.50	920.00	922.50	925.00	927.50	930.00	932.50	935.00	937.50	940.00	942.50	945.00	947.50	950.00	952.50	955.00	957.50	960.00	962.50	965.00	967.50	970.00	972.50	975.00	977.50	980.00	982.50	985.00	987.50	990.00	992.50	995.00	997.50	1000.00

NOTA:  
 • POUR LES COUPES TRANSVERSALES (Voir PLAN TC-12.)

- NOMBRE DE CENTRE - TYPE
- TYPE C1= 105
  - TYPE A2= 28
  - TYPE M3a= 11
  - TYPE M3a= 2
  - TYPE M3b= 2
  - TYPE M3b= 11
  - TYPE M3b= 6
  - TYPE M3c= 35

• POUR DES RAISONS TECHNIQUES IL PEUT S'AVÉRER NECESSAIRE DE MODIFIER L'ESPACEMENT DES CENTRES SUR ACCORD DU MAÎTRE D'ŒUVRE

مدرسة الوطنية للتكنولوجيا - المغربية  
 Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE DEPARTEMENT GÉNIE CIVIL	
TITRE TECHNIQUE ET MÉCANISATION DE CREusement D'UN TUNNEL (CAS DE M. EL BOUAGUE)	
ÉLÈVE PAR	ELMETS BACHY
DIRIGE PAR	M. HEMMED SLEID
TITRE DE PLAN N°	PROJET EN LONGUEUR ET NIVEAU (C)
ÉCHELLE	1/200 à 1/500 en de 1/500
ÉLÈVE PAR	COPIE
NOMBRE DE PLAN N°	1