

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

E . N . P

DEPARTEMENT: GENIE MINIER



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**INFLUENCE DE LA PRESSION DU TERRAIN SUR  
LA METHODE DE CREUSEMENT DES TUNNELS  
( cas du métro d'Alger )**

Dirigé par:

Dr MOHAMED AGUID BACHAR

Etudié par:

Mr HABILY Yassine

PROMOTION

- Juin 1996 -

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

E . N . P

DEPARTEMENT: GENIE MINIER



**PROJET DE FIN D'ETUDES**

SUJET

**INFLUENCE DE LA PRESSION DU TERRAIN SUR  
LA METHODE DE CREUSEMENT DES TUNNELS  
( cas du métro d'Alger )**

Dirigé par:

Dr MOHAMED AGUID BACHAR

Etudié par:

Mr HABILY Yassine

**PROMOTION**

**- Juin 1996 -**

E.N.P 10, Avenue Hacen Badi - EL-HARRACH- ALGER

## *DEDICACES*

*Je dédie ce modeste travail à:*

- \_ Mon père et ma mère,*
- \_ Mon grand-père et ma grand-mère,*
- \_ Mes frères et soeurs,*
- \_ A toute ma famille,*
- \_ A tous mes amis,*

*Yassine*

## REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à :

\_ Mr M.A. BACHAR, mon promoteur .

\_ Tous les enseignants du département GENIE MINIER .

\_ Mr NADIR NACER et Mr M. TAZAJRT

Ingénieurs à l'entreprise COSIDER, ainsi que tous le personnel.

## SOMMAIRE

### Introduction

#### Chapitre I: Données géologiques et techniques du site

A- Géologie générale d'Alger	3
A-1- Aperçu géologique	3
A-2- Aperçu tectonique	5
A-3- Aperçu sismique	5
A-4- Situation hydrogéologique	5
B- Géologie locale du site	7
B-1- Lithologie	7
B-2- Hydrologie	7
C- Données géotechniques	8

#### Chapitre II: Dimensionnement des tunnels

A- Introduction	10
B- Calcul des dimensions de la section transversale	10
1- largeur de l'excavation	10
2- Hauteur de l'excavation	10
C- Dimensionnement	11
C-1- Principes généraux	11
C-2- Définitions préliminaires	12
C-3- Tracé de la courbe caractéristique du terrain	13
C-4- Tracé de la courbe caractéristique du revêtement	15
C-5- Equilibre terrain-soutènement	16

#### Chapitre III: Pression de terrain

A- Introduction	18
B- Détermination de la pression verticale	18
B-1- Théorie tenant compte de l'influence de la profondeur	19
B-1-1- Théorie de BIERBAUMER	19
B-1-2- Théorie de MAILLART	19
B-1-3- Théorie de TERZAGUI	21

B-2-Théorie ne tenant pas compte de l'influence de la profondeur	22
B-2-1-Théorie de KOMMERELL	22
B-2-2-Théorie de PROTODIAKONOV	23
C- Détermination de la pression horizontale (latérale)	25

#### Chapitre IV: Soutènement

A- Introduction	27
B- Classification	27
C- Soutènement par boulons	27
D- Soutènement par cintres métalliques	28
E- Béton projeté	28
1-Projection par voie sèche	28
2- Projection par voie mouillée	29

#### Chapitre V: Méthodes de creusement des tunnels

A- Exécution des tunnels en terrains durs ou rocheux	31
A-1- Utilisation de l'explosif	31
A-2- Creusement mécanique des tunnels au rocher	33
B- Exécution des tunnels en terrains meublés	34
B-1- Les méthodes classiques	34
B-1-1- Méthode des galeries boisées	34
B-1-2- Méthode Anglaise: attaque à pleine section	36
B-1-3- Méthode Allemande: trois galeries	36
B-1-4- Méthode Autrichienne: deux galeries	37
B-1-5- Méthode Belge: galerie de faite	37
B-1-6- Méthode Italienne: contre-voûte	38
B-2- Amélioration des méthodes	38
B-2-1- Généralités	38
B-2-2- Méthode de terrassement à pleine calotte	38
B-2-3- La nouvelle méthode Autrichienne	39
C- Cas du métro d'Alger	39

#### Conclusion

#### Bibliographie

## INTRODUCTION

Aujourd'hui, la surface du sol dans les villes, est de plus en plus encombrée, et cette surface sera de plus en plus souvent rendue aux activités très difficiles à gérer.

Les problèmes de circulation et d'équipements urbains peuvent être résolus par des solutions souterraines (métro par exemple).

Depuis quelques années, des utilisations nouvelles des cavités souterraines, sont en pleine développement comme pour le stockage de différents produits (hydrocarbures, déchets nucléaire,...) et l'installation des usines hydroélectriques, centrale nucléaires etc...

Mais, les travaux souterrains nécessités par les besoins de l'industrie minière, représentent un volume considérable.

Cette évolution technique et sociologique, a eu pour conséquence, d'accélérer le rythme de construction des tunnels tout en diminuant les dangers auxquels étaient exposés les travailleurs.

Mais, si les techniques, les équipements et les matériaux utilisés pour construire les tunnels sont constamment améliorés, il n'en reste pas vrai que cette opération est toujours lente et onéreuse.

# CHAPITRE I

*DONNÉS GÉOLOGIQUES  
ET TECHNIQUES DU SITE*

## A- GEOLOGIE GENERALE D'ALGER

### A-1 Aperçu géologique

La région d'Alger peut être représentée comme un dôme primaire métamorphique (massif d'Alger) bordé par des formations sédimentaires tertiaires et quaternaires [6].

On peut le subdiviser en trois ensembles géologiques bien distincts :

-Le massif d'Alger du nord, constitué de formation de nature pélitique et carbonatée recoupée par des manifestations magmatiques [5]. Il est possible que la série soit d'âge antécambrienne [5].

-Le Sahel d'Alger à l'ouest essentiellement marneux d'âge plaisancien.

-Le bassin de la Mitidja dans la partie Sud et Sud-Est.

#### a- Le primaire

Les principaux faciès pétrographiques reconnus dans le primaire sont :

-Les schistes et le micaschistes

-Les schistes ardoisiers fortement injectés de quartzite

-Les calcaires lenticulaires métamorphiques (Cipolin)

-Les gneiss, oeillets de quartz ou injectés de roches granitiques.

Ces divers faciès pétrographiques sont imbriqués d'une manière anarchique conséquence à une tectonique très importante. Ces mouvements tectoniques se sont traduits par une fracturation importante et de nombreuses zones de failles et de broyage.

Ces faciès métamorphiques se sont altérés en surface pour donner naissance à des roches argileuses détritiques (gneiss « pourri », argile schisteuse).

La circulation des eaux dans ces formations diaclases a provoqué le remplissage des fissures par les faciès lithologiques d'altération (comblement argileux des fissures).

La complexité de la géologie du massif d'Alger est aggravée par de nombreux filons de quartz qui recoupent les divers formations sus-citées.

## **b-Le tertiaire**

Les principaux horizons reconnus sont dans l'ordre:

- L'Astien : formation géologique la plus importante appelée « molasse astienne »; cet horizon se caractérise par son hétérogénéité, il se présente sous la forme de bancs de marnes, de grès détritiques ainsi que de sable pulvérulents. Ces successions n'ont aucun ordre remarquable, mais il apparaît sur l'axe du tracé que:

◦ Le Caractère rocheux de cette formation s'accroît très sensiblement lorsque l'on se rapproche du massif d'Alger (et/ou que l'on s'éloigne de la mer);

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

- Le Plaisancien : Il s'agit de formations marneuses coquillières souvent gréseuses ou indurées; cet horizon du pliocène inférieur passe, ponctuellement, aux marnes argileuses sahéliennes attribuées au Miocène supérieur. Ces marnes d'âge miocène se distinguent par l'absence de fossiles.

- Le Pontien et/ou Burdigalien est marqué par des formations de grès, conglomérats et poudings.

Ces divers faciès constituent la majorité des affleurements au contact du socle primaire.

## **c-Le quaternaire**

Du Calabrien / Villafrancien aux temps actuels marqué par du sable plus ou moins argileux rouge, est la formation la plus souvent rencontrée.

Les autres formations quaternaires sont indifféremment des alluvions, des éboulis aux dépôts de pente (colluvions), des remblais.

Leurs puissances très variables d'un point à un autre tiennent compte du caractère accidenté de la région Algéroise d'une part, et, d'autre part des remblaiements rendus nécessaires par l'urbanisation de la ville d'Alger.

#### A-2- Aperçu tectonique [5], [8]

Des mouvements tectoniques se sont manifestés lors de phase poste astienne et se sont accompagnés de plissement assez simples.

Les plus typiques sont l'anticlinale du Sahel et le synclinal de la Mitidja .

#### A-3- Aperçu Sismique [8]

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 du 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 déformations de sol en surface, pas d'accidents tectoniques majeurs (failles, décrochements..) peuvent servir de guide d'analyse tectoniques et structurelles.

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

#### A-4- Situation hydrogéologique

##### a- Le primaire

Il existe dans le complexe métamorphique d'Alger une présence d'eau souterraine. Il s'agit d'une eau localisée dans les fractures, fissures et diaclases du socle, les circulations des eaux souterraines sont importantes.

Les circulations d'eau se rencontrent dans des formations de gneiss fortement altérés et présentant parfois de fissures remplies de calcite.

Dans les gneiss et micaschistes non altérées, les venues d'eau ont minéralisés les fractures en silice (Quartz) [8].

### **b-Le Tertiaire**

Le tertiaire aquifère le plus important dans la région Algéroise est la mollasse astienne. Les Marnes plaisanciennes imperméables constituent le mur de la nappe.

Les plissements d'âge tertiaire et la puissance, par endroit, très réduite de la mollasse astienne conduit à une géométrie anarchique de la nappe (sens d'écoulement, direction).

### **c- Le Quaternaire**

Son importance hydrogéologique est moindre, son caractère argileux le rendant infiniment moins perméable que les mollasses astiennes.

Le faciès argileux de la couverture fait de cette formation un captage privilégié des eaux de pluies pour alimenter la nappe des mollasses.

### **d- Données climatiques**

La région d'Alger est régie par un climat méditerranéen caractérisé par l'alternance d'une saison sèche avec une saison froide, humide et pluvieuse.

Les pluies sont importantes en automne et en hivers, elles tombent d'Octobre à Mai avec un maximum en Novembre et un autre en Février. La moyenne annuelle est 700 mm.

## **B- GEOLOGIE LOCALE DU SITE**

Cette étude a été faite au niveau du tunnel « C » du métro d'Alger, Lot N°2. Ce tronçon est situé au centre ville, délimité à l'Ouest par la station Khelifa-Boukhalfa et à l'Est par le C.H.U Mustapha (Centre Hospitalo-Universitaire). Il est compris entre les points Kilométriques PK2432 et PK2711 soit une distance de 279 m et une profondeur variant entre 10 m et 30m.

### **B-1- Lithologie**

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

Ainsi, au niveau du tronçon du tunnel « C » deux grands ensembles géologiques sont traversés par le tunnel, à savoir :le Primaire et le Tertiaire.

Le primaire est représenté par des schistes fortement injectés de quartzites et de gneiss (à proximité de la station Khelifa-Boukhalfa), tandis que le tertiaire est représenté par les grès du pontien (sur une centaine de mètres) et les marnes du plaisancien dont la puissance croît très rapidement.

### **B-2- Conditions Hydrogéologiques**

La mollasse couvre des étendus importantes sur des épaisseurs variables, cette extension lui permet de favoriser l'infiltration des eaux dans des terrains de bonne perméabilité.

Les grès forment une nappe captive dont le mur et le toit sont respectivement le socle primaire et la marne plaisancienne [8]. Dans la partie orientale, l'astien passe latéralement d'un faciès gréseux à un faciès mollassique qui offre par sa texture et sa fissuration une perméabilité d'ensemble assez bonne [8].

METRO D'ALGER = TRACE DE LA NOUVELLE LIGNE

-  STATION MOITIE SOUTERRAINE  
MOITIE A CIEL OUVERT
-  STATION SOUTERRAINE
-  STATION A CIEL OUVERT

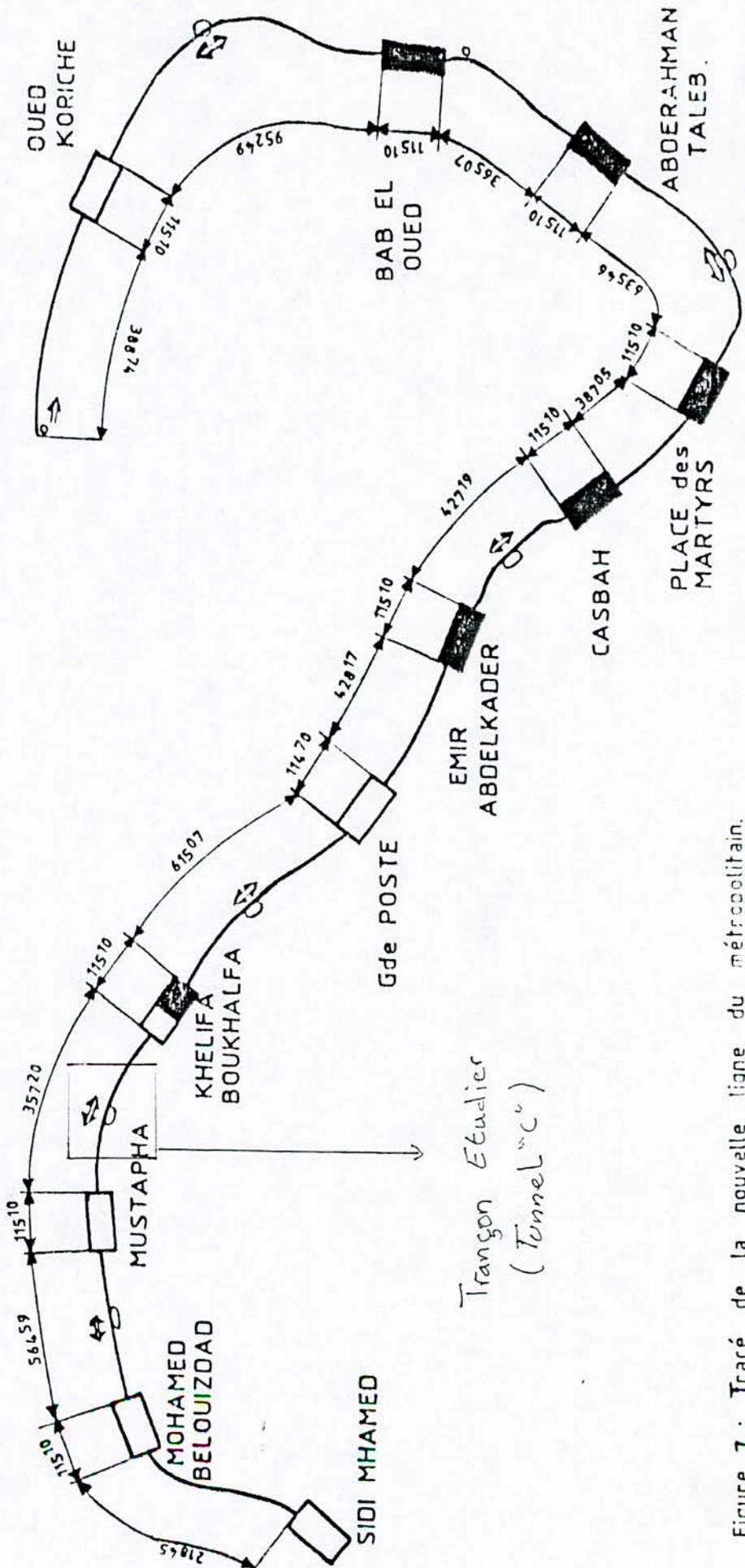


Figure 7 : Tracé de la nouvelle ligne du métropolitain.

### C- DONNEES GEOTECHNIQUES

Les formations marneuses sont de compacité moyenne à élever avec un poids spécifique sèche  $\gamma_d=18.6 \text{ kN/m}^3$  à  $\gamma_d=19.4 \text{ kN/m}^3$ , saturées avec des teneur en eau naturelle tel que:

$$11 \% < w < 30 \% .$$

La Classification de Casagrande basée sur l'abaque de plasticité ( $w_L$  et  $I_p$ ) montre que les marnes au niveau du tunnel « C » sont des sols très fins et très plastiques.

$$w_L > 50 \% \text{ ( limite de liquidité )}$$

$$I_p < 40.2 \% \text{ ( limite de plasticité )}$$

Les caractéristiques mécaniques de ce sol sont les suivant:

-La cohésion :  $C=60 \text{ kPa}$

-L'angle de frottement  $\Phi = 25^\circ$

-Le poids spécifique apparent  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Dans la partie rocheuse on a pour les gneiss altérés:

-La cohésion :  $C = 0 \text{ kPa}$

-L'angle de frottement  $\Phi = 56^\circ$  à  $63^\circ$

-Le poids spécifique apparent  $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$

Pour les remblais:

-La cohésion :  $C = 0 \text{ kPa}$

-L'angle de frottement  $\Phi = 30^\circ$  à  $35^\circ$

-Le poids spécifique apparent  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

## **CHAPITRE II**

### ***DIMENSIONNEMENT DES TUNNELS***

## A- INTRODUCTION

Pour assurer une meilleure stabilité du tunnel et faire le bon choix de la méthode de creusement il faut dimensionner le tunnel de tel façon à assurer un meilleur équilibre terrain-revêtement.

La forme de la section transversale de l'excavation dépend principalement des propriétés mécaniques et physiques des roches traversés ainsi que de sa destination.

Les dimensions du contour intérieur de l'ouvrage (largeur et hauteur) dépendent principalement du gabarit d'encombrement cinématique du matériel roulant.

## B-CALCUL DES DIMENSIONS DE LA SECTION TRANSVERSALE

### \* Largeur de l'excavation

La largeur du contour de l'ouvrage est donnée par la formule suivante :

$$b = 2 m + 2 A + p + 2 M$$

avec :

m = distance entre le matériel roulant et le passage de sécurité

$$m = 0.15 \text{ m}$$

A= largeur maximale du train (le tunnel du métro d'Alger est un tunnel à double voie )

$$A = 2.80 \text{ m}$$

P = distance entre deux trains

$$P = 1.00 \text{ m}$$

M = Largeur du passage de sécurité

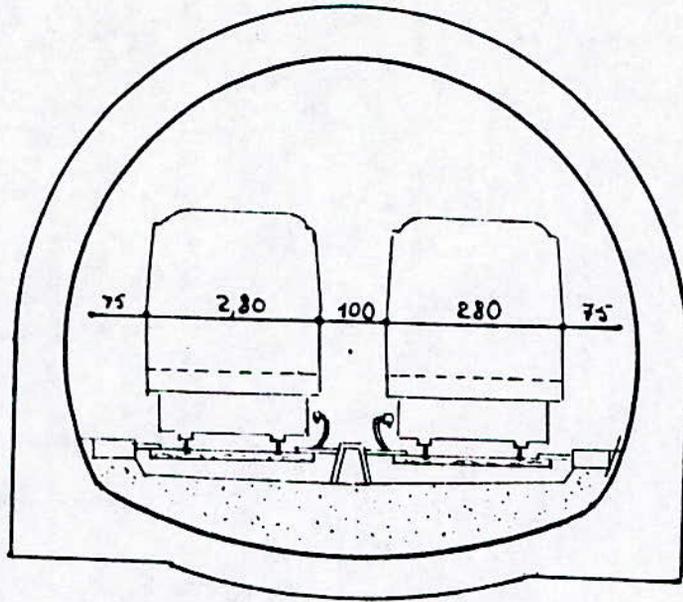
$$M = 0.87 \text{ m}$$

$$\text{donc } b = 2 * 0.15 + 2 * 2.80 + 1.00 + 2 * 0.87$$

$$b = 8.64 \text{ m}$$

### \* Hauteur de l'excavation

De la même façon, la hauteur de l'excavation vaut  $H=10.30$  m (après revêtement qui est 0.5 m au niveau de la voûte 1m au niveau du radier), donc la hauteur de la cavité est  $H=11.80$  m.



Contour Interieur tenant compte  
du Gabarit Nominal

## C- DIMENSIONNEMENT

Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement du revêtement, parmi elles: la méthode convergence-confinement.

Cette méthode admet que le soutènement a pour objet de limiter la déformation des parois et l'extension de la zone en déformation pseudo-élastique pour aboutir à un équilibre d'où:

- Limitation de la convergence des parois.
- Limitation du phénomène de la compression.

### C-1- Principes généraux de la méthode

Considérons une section plane du terrain soumise à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope  $\sigma_0$ . La cavité est pré-excavée et supposée remplie de liquide à une pression P correspondant à l'état initial  $\sigma_0$ ; le déplacement u de la paroi de la cavité est nul.

En diminuant la pression P, on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation.

Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe  $P=f(u)$  (pression -déplacement suivie) est linéaire du point A au point B (fig. ).

Dans un second temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou met en plasticité) qui augmente la déformation, c'est la partie BC de la courbe. La courbe ABC est appelée « courbe caractéristique » du massif excavé.

Si la courbe ABC coupe l'axe des déplacements (u fini pour  $p=0$ ), la cavité est stable par elle même.

Par contre, la courbe caractéristique ne recoupe pas l'axe des abscisses, la cavité n'est pas stable par elle même et nécessite impérativement un soutènement.

Sur le même graphique, on représente aussi la courbe  $p=f(u)$  reliant le déplacement radial du revêtement en fonction de la pression extérieure  $p$  qui lui est appliquée.

Cette courbe est appelée "courbe caractéristique du revêtement". Supposant un revêtement dont le comportement est élastique linéaire, sa courbe caractéristique est une droite (courbe 2). Etant donné qu'il n'est mis en place qu'un certain temps après l'excavation, son chargement par le terrain ne commence que lorsque le déplacement de celui-ci est déjà  $u_{50}$ .

### C-2- Définitions préliminaires

Dans la méthode convergence-confinement on appelle :

a- convergence: le rapprochement des parois du tunnel, soit le double du déplacement radial  $u$  de cette paroi.

b- raideur (soit du terrain, soit du soutènement), le paramètre  $k$  homogène à un module de déformation, qui relie la variation de la pression radiale  $P$  à celle du déplacement  $u$  de la paroi par l'expression :

$$\Delta P = \frac{K}{R} \Delta u$$

où  $R$  est le rayon de l'excavation.

c- Taux de déconfinement du terrain: le rapport

$$\lambda = \frac{\sigma_0 - P}{\sigma_0}$$

où  $\sigma_0$  est la contrainte initiale homogène isotrope

$$\sigma_0 = \sum \lambda_i \gamma_i$$

$P$ : pression de soutènement correspondant au point considéré de la courbe caractéristique du terrain.

Si le comportement du terrain est élastique, le déplacement de la paroi est lié au taux de déconfinement par la relation :

$$u = \lambda u_e$$

où  $u_e$  est le déplacement élastique de la paroi pour  $P=0$ .

### C-3 Tracé de la courbe caractéristique du terrain

Les hypothèses simplificatrices sont :

- tunnel de section circulaire
- massif homogène et isotrope caractérisé par E (module de Young);  $\nu$  (coefficient de Poisson); C (cohésion);  $\Phi$  (angle de frottement interne) ;  $R_c$  (résistance à la compression simple).

$$R_c = \frac{2C \cos(\Phi)}{1 - \sin(\Phi)}$$

$K_p$ : coefficient de butée

$$K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi}$$

- contrainte initiale homogène et isotrope.

$$\sigma_0 = \sum \lambda_i \gamma_i$$

#### C-3-1- Milieu élastique

Si  $\sigma_0 < R_c/2$ , le creusement n'entraîne que des déformations élastiques. La courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse.

$$u_e = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_0 R$$

Dans ce cas la raideur du terrain est :

$$k = \frac{E}{1 + \nu} = 2G$$

G: module de cisaillement du terrain

#### C-3-2- Pression d'apparition de la zone en état limite de rupture

Si  $\sigma_0 > R_c/2$ , le début de la déformation s'opère de façon élastique, comme dans le cas précédente, tant que la pression de soutènement reste supérieure à  $P_a$  (pression d'apparition d'une zone en état limite de rupture à la paroi de l'excavation).

Lorsque  $P$  est inférieure à  $P_a$ , il se développe autour de la cavité une zone en état limite de la rupture (ou élastique) qui est circulaire de rayon  $R_p$ . Lorsque  $P$  diminue,  $R_p$  augmente.

$P_a$  s'exprime par l'expression suivante

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin \varphi) - C \cos \varphi$$

Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture vaut:

$$\lambda_u = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \sin \varphi + \frac{C}{\sigma_0} \cos \varphi$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture vaut::

$$u_a = \lambda_a u_e$$

avec

$$u_e = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_0 R$$

### C-3-3- Milieu élastoplastique parfait

Soit  $\varepsilon_r$  et  $\varepsilon_\theta$  les déformations radiales et tangentielles du terrain autour de la cavité qui s'expriment, dans le cas d'une symétrie cylindrique par :

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} \text{ et } \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad (u : \text{déplacement radial})$$

Dans la zone plastique on fait l'hypothèse que les variations des déformations  $\Delta\varepsilon_r$  et  $\Delta\varepsilon_\theta$  qui se produisent après que la résistance maximale ait été atteinte obéissant à la relation : [1]

$$\Delta\varepsilon_r + \alpha \Delta\varepsilon_\theta = 0$$

$$\text{avec } \varepsilon_r = -\frac{1 + \nu}{E} \lambda_a \sigma_0 + \Delta\varepsilon_r$$

$$\varepsilon_\theta = -\frac{1 + \nu}{E} \lambda_a \sigma_0 + \Delta\varepsilon_\theta$$

si  $\alpha=0$  la déformation se fait à volume constant si  $\alpha>1$  la déformation se fait avec une augmentation de volume, le milieu est dilatant.

L'intégration des formules conduit aux expressions suivantes :

pour toute valeur de déconfinement ( $\lambda > \lambda_a$ ) pour laquelle  $p = (1 - \lambda)\sigma_0$

le rayon de la zone plastique est donné (pour  $\Phi \neq 0$ ) par

$$\frac{R_p}{R} = \left[ \frac{2}{K_p + 1} \frac{(K_p - 1)\sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda)(K_p - 1)\sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}}$$

et le déplacement à la paroi de l'excavation est donné par

$$u = \frac{1 + \nu}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{\alpha + 1} \left[ 2 \left( \frac{R_p}{R} \right)^{\alpha + 1} + \alpha - 1 \right] R$$

Cette formule permet de tracer point par point la courbe caractéristique du terrain pour  $P < P_a$ .

#### C-4 Tracé de la courbe caractéristique du revêtement

Pour tracer la courbe caractéristique d'un revêtement on détermine sa raideur  $k$  tel que:

$$\Delta P = (K / R) \Delta u$$

dans le cas du béton coffré on a :

$$K_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu_b^2) R}$$

avec

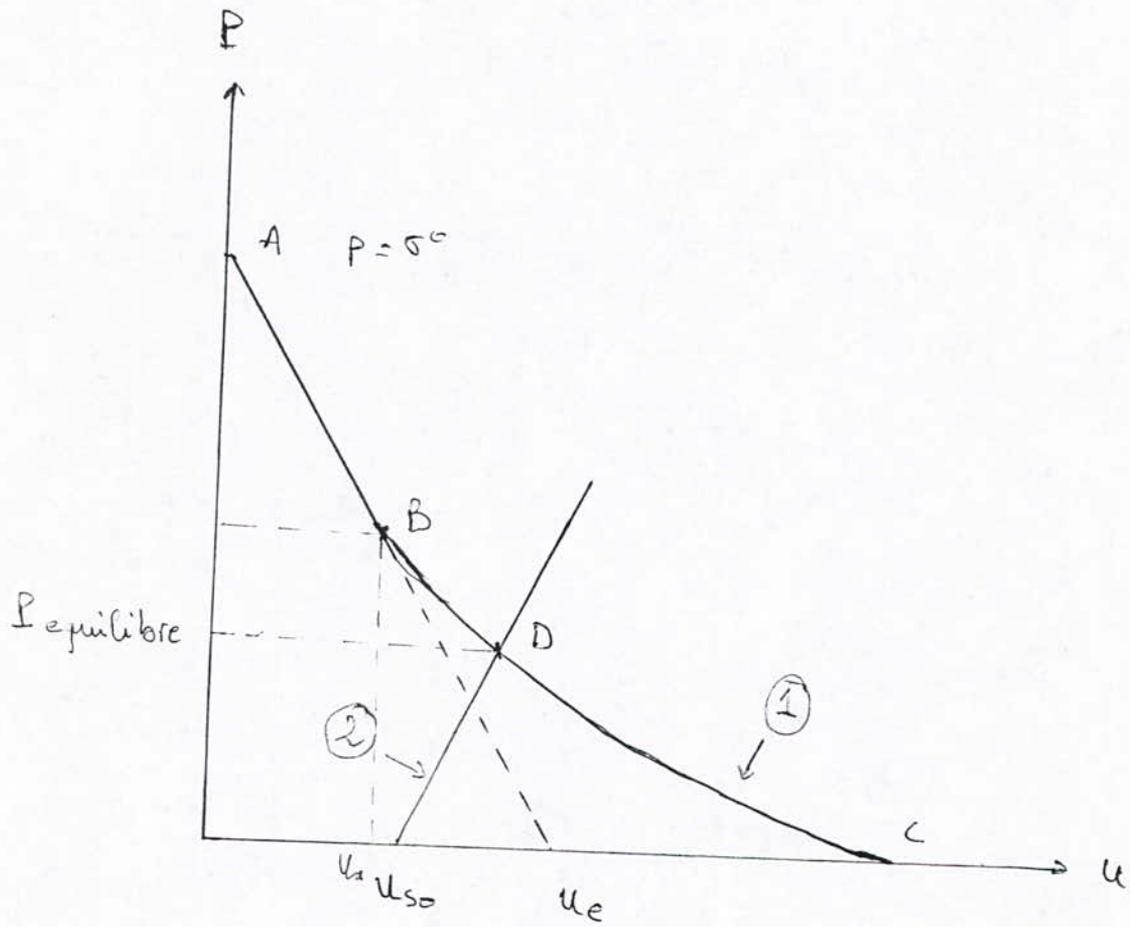
R: rayon de l'excavation

e: épaisseur du revêtement

$E_b, \nu_b$  le module et le coefficient de poisson du béton avec  $1 - \nu_b^2 \cong 1$

La pression maximale que peut développer l'anneau en béton vaut  $P_{b \max} = (\sigma_{b \max} e) / R$

$\sigma_{b \max}$  : la contrainte limite admissible du béton



COURBE CARACTERISTIQUE DU TERRAIN (1) ET DU REVETEMENT (2)

### C-5- Equilibre terrain-soutènement (revêtement)

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du revêtement donne état d'équilibre de l'ouvrage à savoir:

- la pression de soutènement
- la convergence atteinte

Dans le cas de caractéristiques élastiques du terrain et du revêtement, l'état d'équilibre est donné par la pression de soutènement:

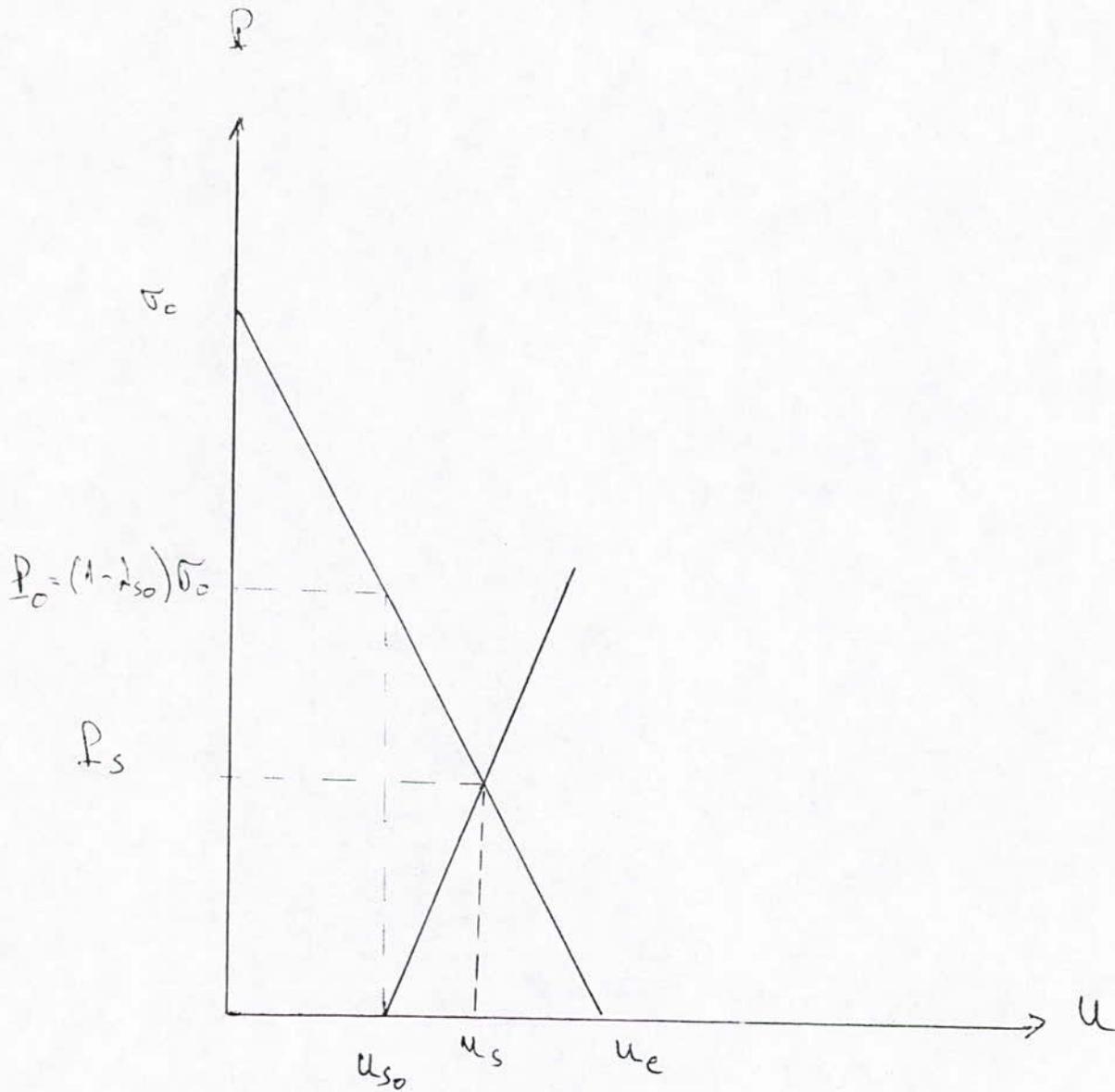
$$P_s = \frac{K_b}{(K_b + K)} (1 - \lambda_{s0}) \sigma_0$$

avec:

$\lambda_{s0}$  : le taux de confinement atteint au moment de la mise en place du soutènement.

$K_b, K$ : raideur du revêtement et du terrain

$\sigma_0$  : contrainte initiale



CAS D'UN EQUILIBRE ELASTIQUE

## CHAPITRE III

### *LA PRESSION DU TERRAIN*

## A- INTRODUCTION

Les causes essentielles de l'apparition de la pression du terrain autour d'une excavation minière est le poids agissant sur les couches en dessus .

Lors de creusement de l'évidement (tunnel galerie,...), autour de cette dernière s'établit une redistribution des tensions (contraintes) au cours de laquelle les roches tendent à acquérir un état d'équilibre tout en subissant une déformation. D'une façon générale toute variation des contraintes occasionne des déformations qui tendent à déplacer les particules du rocher, par rapport à leur place initiale.

Cependant, tant que l'élément du rocher soumis à la charge se trouve emprisonné dans le milieu continu interdisant tout déplacement l'augmentation des charges se traduira par une accumulation des contraintes. De cette façon, le rocher est capable de supporter des contraintes dont l'importance peut dépasser sensiblement la limite d'élasticité.

En vue de la consolidation de l'espace excavé, on doit éviter la pénétration du rocher dans l'air du souterrain en ayant recours à un système de soutènement c'est précisément la pression de la montagne exercée sur ce soutènement que l'on appelle la pression de terrain (ou pression géologique ou poussée souterraine ).

Pour évaluer quantitativement la poussée sur la calotte (pression verticale ) et la poussée latérale (pression horizontale), il existe de nombreuses formules empiriques qui souvent sont différents selon les diverses hypothèses adoptées et les paramètres caractéristiques mis en évidence.

## B- DETERMINATION DE LA PRESSION VERTICALE

La détermination des charges verticales agissant sur les tunnels doit se faire suivant des points de vue différents selon que l'on tient compte dans la charge de la zone de détente entourant l'évidement ou que l'on fasse en outre intervenir la situation du tunnel en profondeur et l'influence de la hauteur de recouvrement.

Le choix peut varier, suivant qu'il s'agit d'un rocher de bonne tenue, ou, au contraire, d'un terrain pseudo-stable ou incohérent.

Dans les roches stables et d'une façon générale, dans tous les cas où les contraintes n'excèdent pas la limite élastique, la zone de décharge se forme indépendamment de la hauteur de recouvrement; on doit donc avoir recours à des théories qui ne font pas intervenir l'influence de la profondeur de l'ouvrage .

Par contre dans des roches pseudo-stable ou plastique ou bien si l'on a affaire à des tensions qui dépassent la limite plastique, la profondeur à laquelle est planté l'ouvrage intervient dans la pression de terrain il convient donc de calculer à l'aide d'une théorie qu'en tient compte.

C'est la raison pour laquelle les théories utilisées dans la pratique sont groupées en deux catégories:

- théories tenant compte de l'influence de la profondeur
- théories qui n'en tiennent pas compte

### B-1 Théories tenant compte de l'influence de la profondeur

#### B-1-1 Théorie de BIERBÄUMER

C'est lors de la construction des grands tunnels alpins que Bierbäumer a développé sa théorie.

Il admet que le profil est chargé par une masse de rocher délimité par une parabole de hauteur

$$h = \alpha H$$

H : Profondeur de l'ouvrage  
 $\alpha$  : coefficient de réduction

Selon BIERBÄUMER la pression s'exerçant sur une surface de largeur :

$$B = b + 2 m \operatorname{tg} (45 - \varphi / 2)$$

située au niveau de la calotte aura comme grandeur :

$$P = \alpha H \gamma$$

avec  $\gamma$  : poids spécifique du matériel  
 $\alpha$  : coefficient de réduction

Si la couverture de terrain est faible ( $H \leq 15$  m), on aura  $\alpha = 1$ .

Pour  $15 \text{ m} \leq H \leq 200 \text{ m}$   $\alpha$  est calculé par la formule suivante:

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

Si l'épaisseur de la couverture dépasse plusieurs centaines de mètre ou si  $H > 5B$   $\alpha$  devient indépendante de la couverture et elle aura la valeur:

$$\alpha = \operatorname{tg}^4 (45 - \varphi / 2) .$$

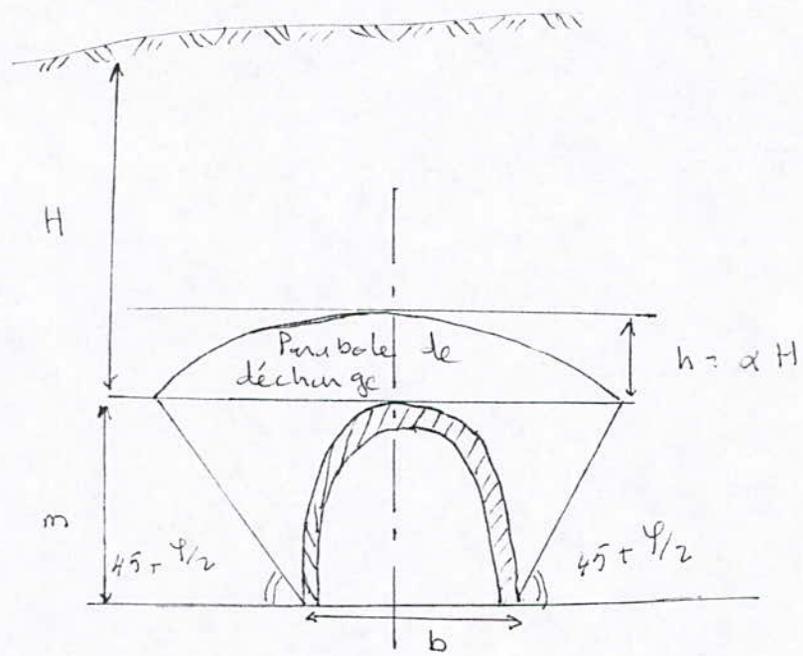
Notons que la pratique n'a pas confirmé l'exactitude des formules de cet auteur sauf pour le calcul des pressions agissant sur les tunnels excavés à grande profondeur.

#### B-1-2 Théorie de MAILLART

MAILLART refuse d'admettre que l'excavation d'un évidement modifie la répartition initialement uniforme des contraintes.

Il prétend en effet que les dimensions de l'excavation sont pratiquement négligeables par rapport à l'ensemble de la masse de rocher.

Son point de départ pour déterminer les pressions est la résistance des rochers. Il examine un évidement de section carrée et suppose que dans l'axe verticale la pression



**HYPOTHESES DE LA THEORIE DE BIERBAUMER**

P1 est inférieure à la résistance d'un cube de rocher; si la pression croît pour atteindre une valeur P2 qui dépasse la résistance à la compression de rocher, celui ci s'écrasera à proximité de l'évidement dont la forme résistante s'approchera ainsi de la forme circulaire.

Cependant le long de la surface concave le rocher comprimé se trouvera dans une situation plus favorable que sur les deux cotés du carré parce que les efforts de compression entraînent un effet de calage en direction de la masse de rocher, sa résistance augmentera par conséquent de  $\sigma$  à  $\sigma_1$ ; si  $\sigma_1 > P2$  l'équilibre sera automatiquement rétabli sinon on devra s'attendre à la diminution systématique de sa résistance .

Examinons à cet effet l'équilibre d'un anneau du rocher d'épaisseur dz qui avec un rayon z entourant un évidement circulaire de rayon r.

L'anneau est soumis à une pression tangentielle P d'une part et aux contraintes radiales  $\sigma_r$  et  $\sigma_r + d\sigma_r$  d'autre part agissant respectivement depuis l'extérieur et depuis l'intérieur mais en des sens contraires; donc:

$$\begin{aligned} pdz &= (\sigma_r + d\sigma_r)(z + dz) - z \sigma_r \\ pdz &= \sigma_r dz + z d\sigma_r \\ \text{d'où: } \frac{dz}{z} &= \frac{d\sigma_r}{P - \sigma_r} \end{aligned}$$

Ce qui donne après intégration :

$$\ln z = C - \ln (P - \sigma_r)$$

et avec les conditions aux limites, pour  $z = r$  on a  $\sigma_r = 0$ .

$$\text{d'où: } C = \ln r + \ln P$$

$$\text{et on aura: } Z (P - \sigma_r) = P \cdot r$$

$$\text{d'où: } P = \sigma_r \frac{Z}{Z - r}$$

Sur la base des essais MAILLART a déduit la relation suivante entre la contrainte radiale  $\sigma_r$ ,

La résistance à la compression simple  $\sigma$  et la résistance à la compression composée  $\sigma_0$  :

$$\sigma_r = \frac{\sigma_0^2 - \sigma}{a(1 + \sigma)^2}$$

où a constante qui vaut:

3 pour le béton et le marbre  
6 pour les grès

(Les valeurs sont à introduire dans la formule en  $\text{tf/cm}^2$ )

### B-1-3 Théorie de TERZAGHI

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

Selon cette théorie, le déplacement de la masse de terre sera entravé par l'effet de voûte déterminé par TERZAGHI sur la base du frottement agissant le long des plans de glissement.

Le long des plans limites verticaux du déplacement de l'élément de largeur:

$$B = b + 2 m \operatorname{tg} (45 - \varphi/2)$$

La résistance au cisaillement travaillant contre le glissement sera:

$$\tau = C + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi \quad \text{avec} \quad \sigma_n = k \sigma_v$$

k : coefficient empirique

L'équilibre des efforts agissant sur une bande de hauteur dz située à une profondeur z à l'intérieur du prisme de largeur B peut être exprimé par

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

avec  $\tau = C + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi = C + k \sigma_v \operatorname{tg} \varphi$

On aura:

$$B\gamma dz = Bd\sigma_v + 2Cdz + 2k\sigma_v \operatorname{tg} \varphi dz$$

d'où :

$$\gamma = \frac{d\sigma_v}{dz} + \frac{2C}{B} + 2k\sigma_v \frac{\operatorname{tg} \varphi}{B}$$

ce qui donne: 
$$\frac{d\sigma_v}{dz} = \gamma - \frac{2C}{B} - 2k\sigma_v \frac{\operatorname{tg} \varphi}{B}$$

avec les conditions aux limites pour  $z=0$   $\sigma_v=q$ .

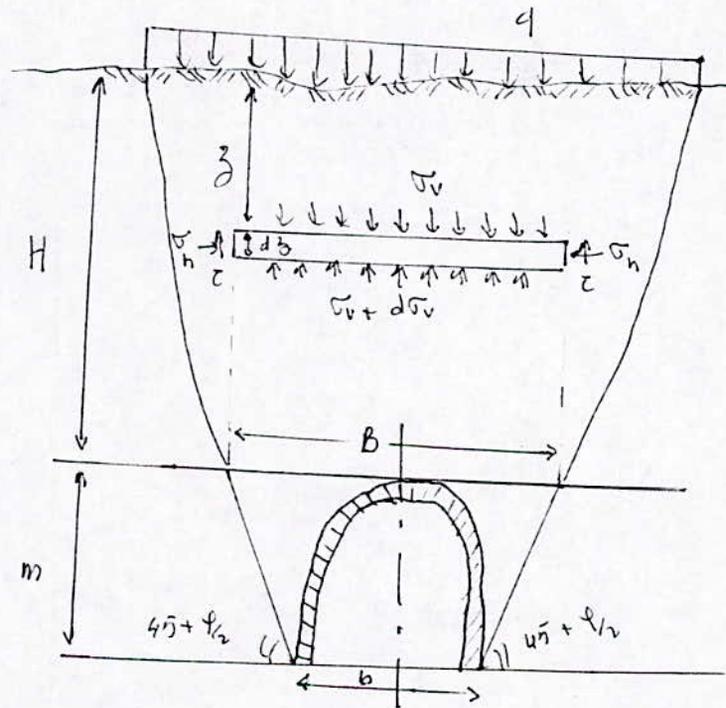
La résolution de l'équation précédente est :

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - 2C/B)}{2k\operatorname{tg} \varphi} [1 - \exp(-k.\operatorname{tg} \varphi 2Z/B)] + q \exp(-k.\operatorname{tg} \varphi 2Z/B)$$

Pour les terrains privés de cohésion ( $C=0$ ) et si  $q=0$ , on aura :

$$\sigma_v = \frac{B\gamma}{2k\operatorname{tg} \varphi} [1 - \exp(-k.\operatorname{tg} \varphi 2Z/B)]$$

Si pour un cas donné on introduit dans l'équation la valeur de la hauteur de recouvrement H, on obtient:  $P_v = \sigma_v$ .



**HYPOTHESES DE LA THEORIE DE TERZAGHI**

Pour les plus grandes profondeurs l'effet de voûte ne se fait plus sentir jusqu'à la surface. D'après les essais effectués par TERZAGHI à partir d'une hauteur dépassant 2.5 B la poussée géologique sera composée de deux termes . Si l'on désigne par  $H_1=2.5 B$  la hauteur soumise à l'effet de voûte et par  $H_2=H-2.5 B$ , la hauteur de la couche de terrain supérieur s'étendant jusqu'à la surface, cette dernière masse peut être considérée comme une charge extérieure dont la grandeur est  $q = \gamma H_2$ .

Cette charge pèse sur les couches soumises à l'effet de voûte et en conformité avec cette théorie, la poussée s'exerçant sur la calotte sera :

$$P_v = \frac{B\gamma}{2k \operatorname{tg} \varphi} \left[ 1 - \exp(-k \operatorname{tg} \varphi 2H_1 / B) \right] + \gamma H_2 \exp(-k \operatorname{tg} \varphi 2H_1 / B)$$

Et à des très grandes profondeurs la formule se simplifiera et on aura comme pression :

$$P_{\max} = \frac{\gamma \cdot B}{2k \operatorname{tg} \varphi}$$

et devient ainsi indépendante de la hauteur de recouvrement cette théorie s'applique essentiellement aux terrains granulaires secs et pour des hauteurs de recouvrement relativement faible ( $H < 3B$ ).

Etant donné que dans les terrains cohérents la poussée à la calotte s'exprime par la relation:

$$P_v = H(\gamma - \tau / B)$$

L'expérience a montré que la résistance au cisaillement ( $\tau$ ) diminue dans le temps ce qui explique pourquoi dans les tunnels construits dans des terrains argileux la poussée à la calotte augmente peu à peu.

## B-2 Théories ne tenant pas compte de l'influence de la profondeur

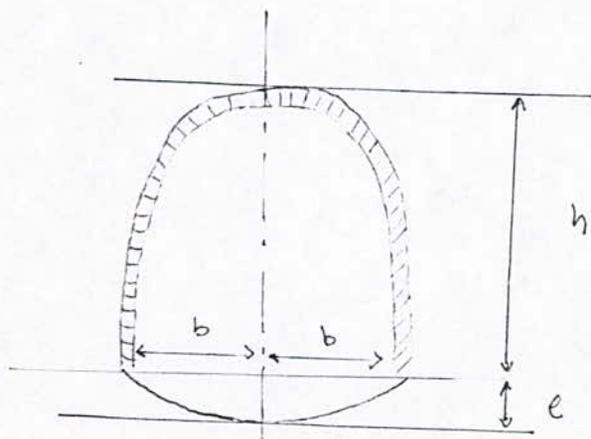
Le deuxième groupe de théorie traitant la détermination de la poussée souterraine nie l'existence d'une relation entre la pression souterraine et l'épaisseur de recouvrement et se contentent de supposer que la charge n'est représentée que par la masse détendue exempte de contrainte dont l'état est due à l'excavation du terrain.

D'après ces théories un certain effet de voûte se manifestera à l'intérieur du terrain certaines hypothèses admettent que la masse provoquant la poussée est fonction de diverses caractéristiques du terrain tel que:

- Sa résistance
- L'angle de frottement
- Les dimensions de la section transversale

### B-2-1 Théorie de KOMMERELL

Selon lui, la hauteur de la masse de terrain exerçant une poussée sur le souterrain dépend de la déformation du système de soutènement .Il admet que le degré d'affaissement de la zone de charge dépend de l'importance des tassements subis par le soutènement.



**HYPOTHESES DE LA THEORIE DE KOMMERELL**

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

En admettant que l'allongement spécifique consécutif à cette détente soit désigné par ( $\delta\%$ ), aura :

$$\delta\% = (100 e) / h$$

d'où

$$h = (100 .e) / \delta\%$$

$\delta$  est le coefficient de décompression de rocher; ses valeurs pour différents terrains sont :

Terrains	$\delta\%$
terrain granuleux et incohérent (sable)	1 à 3
terrain légèrement cohérent (argiles sèche)	3 à 5
terrain cohérent (maints, graviers argileux)	5 à 8
roches tendres (grès, calcaire )	8 à 12
roches compactes	10 à 15

La grandeur de la charge sera:

$$P = \frac{\pi b}{2} \gamma h = \frac{\pi b}{2} \gamma \frac{100e}{\delta}$$

Malgré le succès qu'elle a rencontré dans la pratique cette théorie ne doit être considérée que comme une approximation car une détente ne peut se manifester que dans des terrains granuleux, mais dans les roches compactes on ne parle pas de détente mais d'une expansion élastique due à la décharge dont l'ordre de grandeur ne peut dépasser un à deux millimètres. De plus la relation linéaire admise entre la flèche (e) et la hauteur (h) de la masse de charge n'est pas confirmée par les mesures et cette hypothèse manque également de fondement théorique.

### B-2-2 Théorie de PROTODIAKONOV

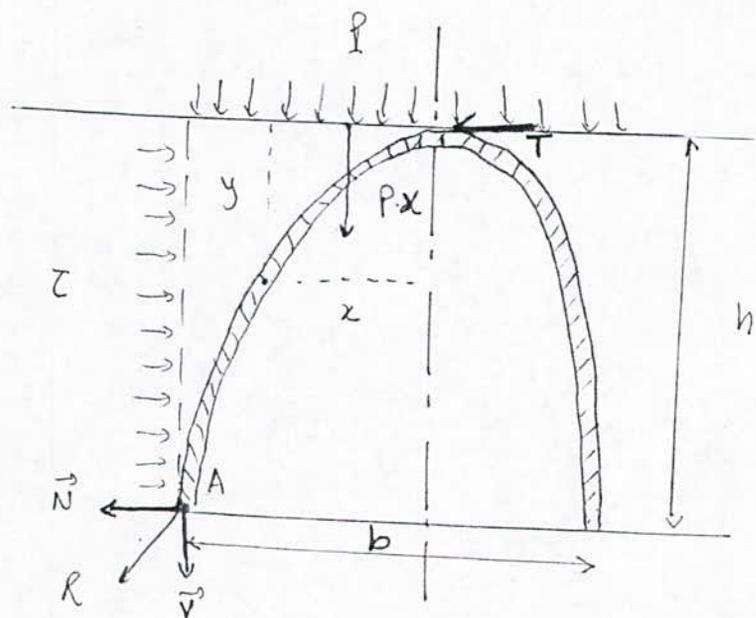
Suivant cette théorie lors de creusement de la galerie la tension maximale existante au départ se repartie et s'équilibre il ne restera qu'une partie à l'intérieur de la voûte qui va tendre à l'effondrement ce qui agira sur le soutènement.

Le contour de la voûte de décharge prend la forme d'une parabole et l'équilibre est assuré par les seules efforts de compression agissant le long de ce contour sans le concours des moments de flexion.

A un point de ce contour parabolique la somme des moments est nulle, donc

$$P x (x/2) - T y = 0 \Rightarrow P x^2 = T y$$

T est la résultante horizontale des efforts agissant sur la partie droite de la voûte.



HYPOTHESES DE LA THEORIE DE PROTODIAKONOV

Au point d'appui (A) situé à la naissance, la poussée est représentée par une composante normale (ou verticale)  $V$  qui serre la voûte contre l'appui et une composante horizontale  $N$  qui tend à l'écartier. La résistance de la voûte de décharge naturelle peut être déterminée en admettant que le déplacement occasionné par l'effort horizontal  $N$  est entravé par le frottement dans le plan A-B; c'est à dire:

$$N = v f \quad \text{où} \quad f = \operatorname{tg} \varphi \text{ est le coefficient de frottement}$$

$$v = P \cdot b/2$$

La marge de sécurité assurant une certaine réserve contre le glissement est fournie par les contraintes de cisaillement résistant contre le déplacement latéral des masses de rocher.

On peut donc écrire :  $N = Pb/2 \cdot f - \tau h$

En substituant dans l'équation précédente avec les conditions aux limites :  $x = b/2$ ,  $y = h$  et  $T = N$  on aura:

$$P \frac{(b/2)^2}{2} = (P \frac{b}{2} f - \tau h) h$$

et la valeur de  $\tau$  sera :

$$\tau = P \frac{b}{2h^2} \left[ fh - \frac{b}{4} \right]$$

La hauteur  $h$  de la voûte est déterminée en se basant sur l'hypothèse que la résistance au glissement  $\tau$  soit maximale; donc:

$$\frac{d\tau}{dh} = 0 \Rightarrow h = \frac{b}{2f} = \frac{b}{2\operatorname{tg}\phi}$$

et la valeur de la pression de terrain sera :

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

et pour une sécurité pratique on substitue  $B = b + 2m \operatorname{tg}(45^\circ - \phi/2)$  à la place de  $b$  où  $m$  est la hauteur de l'évidement on aura :

$$P = \frac{\gamma B}{2\operatorname{tg}\phi}$$

Les expériences ont montré que cette théorie est satisfaisante pour des profondeurs  $H$  tel que :

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

Cette théorie a été mise en évidence pour des terrains granuleux mais elle a été étendue à des terrains cohérents par le choix judicieux du coefficient  $f$  (appelé coefficient de résistance ou de dureté).

En effet dans des terrains cohérents  $f = \text{tg}\varphi + C/\sigma_c$   
 Et dans le rocher  $f = \sigma_c/100$ , avec

$C$  : la cohésion du terrain  
 $\sigma_c$ : la résistance à la compression

### C- DETERMINATION DE LA PRESSION HORIZONTALE (LATERALE)

En plus de la détermination de la pression verticale, on a également besoin de connaître la pression latérale pour le calcul du profil, de plus les premiers à céder sous l'effet de la pression sont les parements du profil.

Selon TERZAGHI dans les terrains granuleux, la pression latérale peut être déterminée par:

$$P_n = \gamma H \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$$

$\gamma$  : poids spécifique du sol  
 $H$  : profondeur de l'excavation  
 $\varphi$  : angle de frottement;

et dans des roches de bonne tenue

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

$\mu$  : Coefficient de poisson  
 $P_v$ : pression verticale

Pour PROTODIAKONOV la poussée latérale agissant sur une paroi latérale de hauteur  $m$  et de largeur  $b$ , est:

$$P_n = m\gamma \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \left[ \frac{2}{3\text{tg}\varphi} (b + 2m\text{tg}(45^\circ - \varphi/2)) + m/2 \right]$$

## **CHAPITRE IV**

### **SOUTÈNEMENT DES TUNNELS**

## A- INTRODUCTION

La détermination du soutènement constitue l'un des éléments essentiels du projet et de l'exécution des tunnels. C'est un problème particulièrement complexe en raison de l'influence de très nombreux paramètres (dimension de l'excavation, situation géologique et hydrogéologique).

## B- CLASSIFICATION

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

- les soutènements agissant par supportage comme cintres métalliques.
- les soutènements agissant par confinement comme le béton et les boulons.

Suivant leur type, les soutènements sont classés en deux catégories :

- les boulons qui arment le terrain ou qui, associé ou non au béton projeté, apportent à la paroi de l'excavation une pression radiale rendant le terrain apte à se soutenir lui-même.
- les soutènements par anneaux (cintres) qui sont placés à l'intérieur de l'excavation pour constituer le soutien de la paroi.

Le béton projeté est fréquemment associé à d'autres éléments de soutènement, ainsi il n'entre pas dans l'une ou l'autre des catégories précédentes.

## C- SOUTÈNEMENT PAR BOULONS

Il existe deux types de boulons utilisés en travaux souterrains :

- les boulons à ancrage ponctuel
- les boulons à ancrage réparti

Les boulons à ancrage ponctuel comportent une tige tendue entre l'ancrage en fond de trou et la tête bloquée en parement. L'avantage est constitué de deux demi-coquilles qui se bloquent au terrain en s'écartant.

L'avantage de ce type de boulon est sa mise en oeuvre rapide et son efficacité ne se maintient dans le temps que si l'ancrage ne glisse pas dans le trou. Ce type de boulon assure la stabilité des parements du tunnel en cas de présence de discontinuité.

Les boulons à ancrage réparti comportent une barre nervurée scellée sur toute sa longueur. Son domaine d'action correspond aux massifs rocheux fissurés de résistance moyenne ou même faible. Mais ils ne peuvent pas être utilisés dans les terrains de mauvaise tenue dont la résistance mécanique ou la cohésion n'est pas suffisante pour qu'ils puissent constituer une voûte de décharge participant à la stabilité d'ensemble.

## D- SOUTÈNEMENT PAR CINTRES METALLIQUES

Les cintres constituent une ossature en forme d'arc ou de portique disposée selon la section transversale du tunnel.

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

On réalise alors un blindage avec le béton projeté armé de treillis soudés, cette méthode limite la décompression du terrain après excavation et augmente l'efficacité du soutènement.

L'espacement entre les cintres est généralement compris entre 0.8 et 1.6 m. Il est fonction de la capacité de résistance du cintre comparée à la valeur des poussées de terres. Parmi les cintres métalliques, on distingue généralement les cintres légers et cintres lourds.

Les cintres métalliques légers sont utilisés en général dans les tunnels de petit diamètre ou pour la protection provisoire personnel; mais pour stabiliser les parois de l'excavation on utilise les cintres métalliques lourds.

## E- BETON PROJETÉ

Le terme béton projeté s'applique à un béton mis en oeuvre par refoulement. Le béton mis en place ne peut s'appliquer sur une certaine épaisseur que si sa prise est accélérée, cela nécessite l'emploi d'un adjuvant accélérateur de prise et de durcissement.

Il faut par ailleurs que le pourcentage de sable soit assez élevé et que la granulométrie des agrégats ne comporte pas des discontinuités importantes.

Pour la mise en oeuvre de béton projeté, il existe deux techniques:

- projection par voie sèche
- projection par voie mouillée

### 1- Projection par voie sèche

Le mélange constitué de ciment, d'agrégats et d'adjuvant en poudre est homogénéisé dans un malaxeur, 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 est projeté à grande vitesse sur la surface d'application.

Les principaux avantages de ce procédé 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.
- Un faible rapport E/C, ce qui limite le retrait du béton.

Parmi les inconvénients de ce procédé, citons:

- les rebondissements, ce qui fait augmenter les pertes (25 à 40 % du mélange).
- la production de poussières à la projection.

## 2- Projection par voie mouillée

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'accélérateur de prise) sont introduites 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 poussières).
- Une réduction des rebondissements, donc des pertes.

Par contre, il faut noter que la compacité et l'adhérence du béton en place est moins satisfaisante qu'avec la voie sèche.

Le silicate de soude, utilisé 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.

## CHAPITRE V

### *METHODES DE CREUSEMENT DES TUNNELS*

## A- EXECUTION DES TUNNELS EN TERRAIN DUR OU ROCHEUX

### A-1 Utilisation de l'explosif

Les explosifs possèdent la capacité de produire à l'intérieur d'un espace très réduit (trou de mine). Une quantité de gaz et de chaleur tel que les contraintes provoquées par l'énorme pression dépassent la résistance de la roche dans une zone déterminée.

L'effet de l'explosif ne se fera sentir qu'à l'intérieur d'un secteur limité par un rayon d'action donné et ceci avec une influence décroissante, ce qui donnera lieu à la naissance des zones caractéristiques suivantes :

- "a" zone de broyage
- "b" zone de déplacement
- "c" zone de fissuration
- "d" zone d'ébranlement

Dans les conditions normale, la charge explosant au fond d'un trou de mine déchirera la masse rocheuse suivant un cône dont les génératrices sont inclinées de 45° par rapport à la surface d'attaque; le volume de ce cône est:

$$V = (h \pi r^2) / 3$$

avec :

h: la profondeur (ou la longueur) du trou de mine qui va déterminer la longueur de la volée;

r: le rayon d'action  $r = h \operatorname{tg}(\alpha)$

$$\text{d'où } V = (h^3 \pi \operatorname{tg}^2(\alpha)) / 3$$

La relation entre la quantité d'explosif (Q) et la longueur d'une volée est :[4]

$$Q = \frac{C}{\cos^3(\alpha)} h^3$$

$$h^3 = \frac{Q}{C} \cos^3(\alpha)$$

avec: C coefficient dont la valeur dépend de la qualité de terrain et celle de l'explosif le volume du cône sera

$$V = \frac{\pi}{3} \frac{Q}{C} \cos^3(\alpha) \operatorname{tg}^2(\alpha)$$

et sera maximale pour une valeur de l'angle  $\alpha$  qui vérifie que:

$$\frac{dV}{d\alpha} = 0$$

$$\frac{dV}{d\alpha} = \frac{\pi}{3} \frac{Q}{C} (2 \sin(\alpha) \cos^2(\alpha) - \sin^3(\alpha)) = 0$$

d'où:

$$2 \cos^2(\alpha) = \sin^2(\alpha) \text{ donc } \operatorname{tg}(\alpha) = 2^{1/2} \text{ et } \alpha = 54^\circ 44'$$

et la profondeur optimale (la longueur du volée) correspondant au cône

$$\text{sera } h = 0.573 \sqrt{\frac{Q}{C}} .$$

En pratique, on ne considérera que les 70% à 80% de h, étant donné que, d'après les expériences, l'effet de la déflagration se fait également sentir au delà du fond du trou, ce qui provoque le déplacement du sommet du cône .[4]

D'une manière générale, l'explosif en souterrain doit être utilisé comme un outil de découpage de roche et non autrement [1].

La disposition des trous de mine sur le front d'attaque constitue le plan de tir .

L'art du mineur consiste à choisir la répartition des trous , leur diamètre ,leur longueur leur inclinaison la charge à utiliser pour chacun et l'ordre de mise à feu des charges de manière à obtenir la volée prévue, c'est à dire, l'abattage du volume de rocher désiré.

Pour les tirs en galerie on utilise habituellement les retards ordinaires (intervalle de 0.5 s entre numéros consécutifs). pour les tunnels de grande section on utilise également des micros retards (intervalle 25ms entre numéros consécutifs).

La réalisation est d'une grande importance lors du creusement d'un tunnel tant par ces aspects économiques que techniques. Un plan de tir satisfaisant en tunnel doit avoir pour résultat une fissuration minimale du rocher, un découpage du rocher proche du profil théorique (pour limiter les hors profils) et une fragmentation suffisante des produits de maritage.

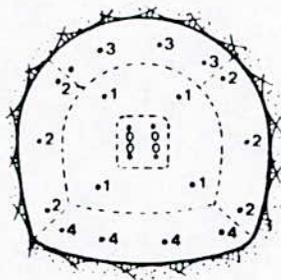
La première étape d'un plan de tir consiste à créer une cavité initiale en direction de laquelle on pourra abattre la roche , c'est le rôle du tir du bouchon. Il existe beaucoup de type de bouchons qui se distinguent les uns des autres par le nombre de trous leur longueur leur disposition et leur orientation .

Elles sont classés en deux catégories:

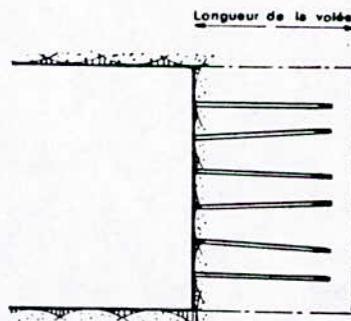
- les bouchons à mines obliques: tels que bouchons pyramidal conique prismatique et en éventail.
- les bouchons à mines parallèles.

Le déroulement du tir dans le cas d'un creusement à l'explosif est généralement le suivant :

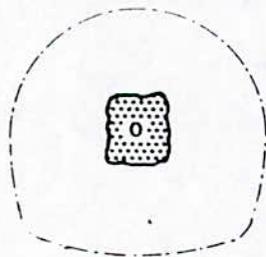
Sautage du bouchon produisant un dégagement pour les abattages ultérieurs élargissement des excavations par sautage des mines entourant le bouchon (dégraissage), abattage des parties latérales (parement) de la zone supérieure (couronne) et en fin de la zone inférieure (relevage).



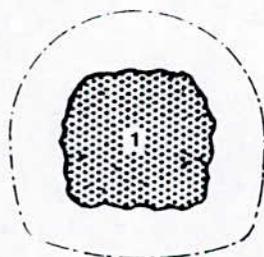
Ordre de mise à feu



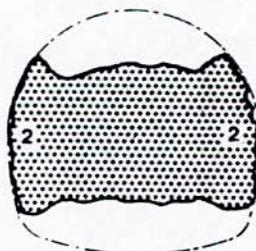
Coupe



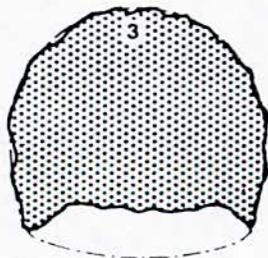
Bouchon



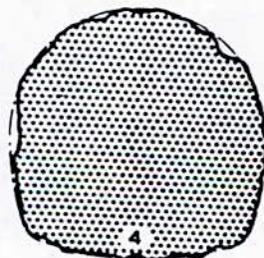
Dégraissage



Parement



Couronne



Relevage

**LES DIFFERENTES PHASES DU TIR**

## A-2 Creusement mécanique des tunnels au rocher

### A-2-1 Généralités

L'abattage mécanique des tunnels au rocher veut dire l'abattage sans utilisation de l'explosif mais avec utilisation des machines appelées "machines à forer".

Les caractéristiques des machines à forer existantes sont très variées; la plupart d'entre elles ont un domaine d'emploi physiquement limité par la nature de leurs outils et la puissance disponible et même à l'intérieur de ce domaine elles peuvent rencontrer des limitations économiques si leur rendement est trop faible ou si l'usure des outils est trop forte.[3]

L'usage à consacrer la classification des machines à forer au rocher en deux grandes familles à savoir :

- Les machines à attaque globale (machines pleine section, tunnelier ou tunnel boring machine, TBM)
- Les machines à attaque partielle ou ponctuelle (boom type machine-BTM).[1]

### A-2-2 Machine à attaque globale

Ces machines encore appelées tunneliers excavent en une seule fois la totalité de la section circulaire du tunnel. Elles comportent le plus souvent un plateau circulaire tournant autour d'un axe confondu avec celui de la galerie et portant des outils d'abattage.

Ces outils sont généralement soit des pics soit plus souvent des molettes. Le pic plutôt utilisé en terrain tendre est un poinçon incliné qui détache des écailles par rupture fragile de la roche, son emploi est surtout limité par le dégagement de chaleur provoqué aucune solution vraiment satisfaisante n'ayant encore été trouvée pour son refroidissement.[3].

Les molettes sont les outils les plus utilisés en terrain dur elles roulent sur le front de taille et y creusent un sillon sous l'action de la pression appliquée au plateau.

Le ramassage de déblais est assuré par des godets disposés sur le pourtour du plateau qui changent les déblais sur un convoyeur les transportant à l'arrière de la machine où ils sont déversés sur une bande transporteurs ou dans des wagons.

Les avantages présentés par la machine à forer pleine section sont:

- rapidité du creusement
- réduction du hors profils
- réduction des soutènements et des revêtements
- réduction des nuisances (bruits et ébranlements)
- amélioration des conditions du travail.

Cependant, ces machines présentent les inconvénients suivants :

-lourdeur de l'investissement:

Le prix d'une machine est élevé et avant de décider son emploi il faut être certain du succès. La récupération sur les dépenses du chantier dépend de la section de la longueur du tunnel et de la vitesse moyenne d'avancement.

- consommation d'outils coûteuse
- manque de souplesse

Cette machine est lourde encombrante et il n'est pas facile de la déplacer d'une attaque à une autre . par ailleurs le diamètre de la machine ne peut être modifié que dans des limites très étroites ce qui rend son emploi difficile .

Enfin, toute incident ou toute rupture d'organe immobilise la machine et interrompe le déroulement des opérations du chantier.[3]

### **A-2-3 Machines à attaque partielle ou ponctuelle**

Ces machines n'abattent qu'une partie de la section à la fois elles ont une tête de forage de dimension beaucoup plus petite que celles de la section à excaver.

Elles présentent des nombreux avantages par rapport à l'explosif et aux machines pleine section :

- rendement intéressant
- bonne maniabilité et mobilité sur place
- encombrement relativement réduit
- coût peu élevé .[3]

L'expérience montre que l'emploi des machines à attaque ponctuelles qui sont généralement équipées de pics doit se limiter à l'excavation des roches de dureté moyenne (résistance à la compression simple maximum de 50 à 80 Mpa suivant la puissance de la machine et l'état de fracturation du massif rocheux [1].

## **B- EXECUTION DES TUNNELS EN TERRAIN MEUBLES**

En terrain meuble (couches plastique, gravier sables vases,...), le principal danger entraîné par le creusement d'un tunnel est un relâchement ou une relaxation des terrains tendant à combler l'excavation en cours ce phénomène « décompression » se manifeste par un fléchissement des couches supérieures et des parois latérales.

### **B-1 Méthodes classiques**

En très mauvais terrains la méthode traditionnelle la plus connue est celle dite "des galeries boisées", mais lorsque la qualité du terrain n'est pas trop défavorable, d'autres procédés peuvent y être envisagés tel que méthode autrichienne, anglaise, allemande ...etc.

#### **B-1-1 Méthode des galeries boisées**

C'est la méthode la plus classique utilisée pour le percement des tunnels quelque soit la cohésion du terrain la profondeur des ouvrages et la hauteur de la nappe phréatique. En revanche elle ne permet qu'une vitesse d'avancement très faible. Elle consiste à réaliser progressivement et par petite partie successives l'excavation et le revêtement des différents éléments constitutifs d'un tunnel : voûte, piédroit et radier.

### **La voûte**

L'objectif de la construction de la voûte est de constituer une protection à l'abri de laquelle les travaux ultérieurs pourront être effectués avec une meilleure sécurité. A partir d'un puits d'attaque il faut procéder à l'exécution d'une galerie d'avancement établie à la partie centrale supérieure de la future voûte.

Dès que la galerie qui a une largeur de 2.5 à 3m et une hauteur de 2 à 4 m est creusée sur une longueur suffisante elle est élargie de part et d'autre par tranchées de 3 à 5m de largeur, perpendiculaire à l'axe de la galerie afin de dégager le volume nécessaire à la construction d'anneaux de voûte qui sont aussi tôt maçonnés.

Ces opérations d'élargissement appelées abattages sont effectuées à des distances de 10 à 15 m les unes des autres.

Le soutènement et le blindage des abattages sont analogues à ceux de la galerie et se composent des cadres supportant des planches avec une mise en oeuvre des longrines et de contrefiches.

### **Les piédroits**

Une fois la voûte achevée les parties inférieures peuvent être exécutées. Une cuvette de Stross sorte de tranchée axiale longitudinale est creusée approximativement jusqu'au niveau du radier elle permet la réalisation des piédroits. A partir de celle-ci, les saignées (ou plots) de 3 à 5 m de largeur sont terrassées perpendiculairement à l'axe sous la voûte jusqu'à l'extrados des piédroits.

Ceux-ci sont maçonnés ou bétonnés jusqu'à 0.50 m de la base de la voûte puis un clavage en maçonnerie assure un bon contact avec celle-ci, pendant cette opération les parties de la voûte appuyées soit sur les terrains non encore excavés soit sur les plots de piédroit déjà construits soutiennent par rigidité longitudinale la portion surplombant la zone terrassée. Si le terrain présente une trop mauvaise tenue le stross est maintenu en place et les plots de piédroit sont réalisés en puits (ou fouille blindée) sous la voûte.

### **Le radier**

Dès que deux plots de perdions se faisant face sont achevés le terrain situé entre eux peut être enlevé ce qui permet l'exécution du radier.

Notant enfin que la méthode des galeries boisées utilisée en présence de très mauvais terrains impose des cadences d'avancement réduites. En terrains moins médiocres d'autres méthodes classiques sont utilisées. Elles comportent les mêmes différentes phases de travaux que cette méthode mais leur ordre de succession varie et elles peuvent être simplifiées. Elles permettent d'exécuter le terrassement de la voûte et des piédroits par phase puis de réaliser l'ensemble de revêtement en remontant.

En fonction de la manière d'exécution du terrassement chaque méthode prend une désignation différente qui fait appel à un nom de nation sans que cela signifie pour autant qu'elle constitue une spécialité de celle-ci.

### **B-1-2 Méthode Anglaise: Attaque à pleine section**

Dans cette méthode le terrassement est entre pris à pleine section c'est à dire sur toute la largeur de l'ouvrage mais par tranches horizontales successives de haut vers le bas avec mise en place immédiate d'un soutènement.

Lorsque toute la section est dégagée le revêtement est exécuté en commençant par le bétonnage des piédroits puis la voûte peut être soit maçonnée soit b étonnée en place en fin le radier est réalisé entre piédroits.

Cette méthode permet d'excaver des sections relativement importantes pouvant même atteindre 100 m<sup>2</sup> mais en fait elle n'est applicable qu'à condition que le terrain soit relativement sain et cohérent.[3]

L'avantage de la construction des tunnels selon la méthode Anglaise sont les facilités relatives de l'excavation ,des transports, les diverses phases des travaux ne se gênant pas mutuellement.

Par contre cette méthode présente l'inconvénient de la grande consommation du bois pour le maintient de la voûte lors de l'avancement des travaux [4].

### **B-1-3 Méthode Allemande: Trois galeries**

Cette méthode est appliquée pour la construction des ouvrages de grande section et lorsque la qualité du terrain est insuffisante pour assurer un appui convenable à la voûte.

Cette méthode utilise le stross comme appui pour bétonner les piédroits qui sont réalisés à l'abri de galerie latérales de base préalablement réalisées (ou exécutées) et souvent élargies par l'abattage (galeries basses).

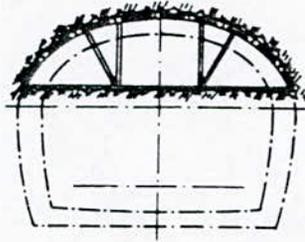
La galerie haute ou galerie de faite servant à l'exécution de la voûte n'est entreprise qu'après ces opérations.

Au fur et à mesure que les abattages sont effectués à partir de cette dernière galerie, les déblais sont évacués par les cotes dans l'espace des galeries latérales basses laissés libre entre le stross et les piédroits.

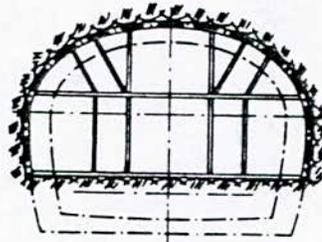
Après bétonnage de la voûte et enlèvement de coffrage qui est éayé sur le stross celui-ci est terrassé en grande masse et le radier est exécuté.[3]

Cette méthode d'excavation nécessite l'emploi d'une quantité de bois relativement réduite ce qui est un avantage appréciable. En effet pendant l'excavation tout le système de soutènement de la voûte peut être appuyé sur le stross en place la seule condition à remplir étant d'assurer une largeur et une résistance suffisante de ce dernier pour pouvoir supporter les charges en question sans déplacement.

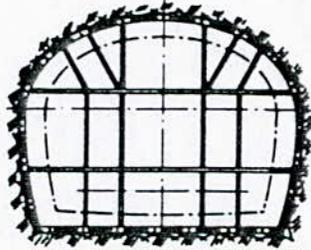
Parmi les autres avantages, il est à noter le faible volume des parties excavées à la fois lesquelles sont presque aussitôt remplacées par une maçonnerie.[4]



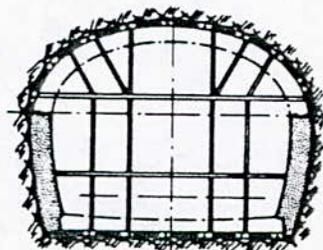
- Galerie de faite  
- 1<sup>ère</sup> phase d'abatage



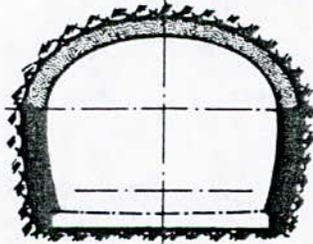
- 2<sup>ème</sup> phase d'abatage  
- Approfondissement du  
terrassement



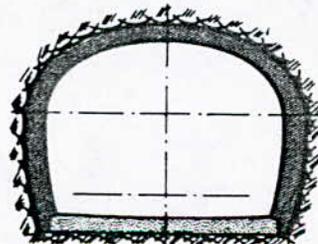
- Dernière phase de terrassement



- Bétonnage des pénétrants

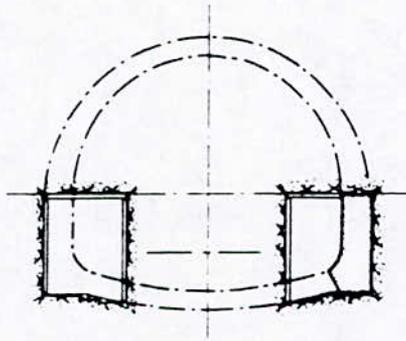


- Bétonnage de la voûte

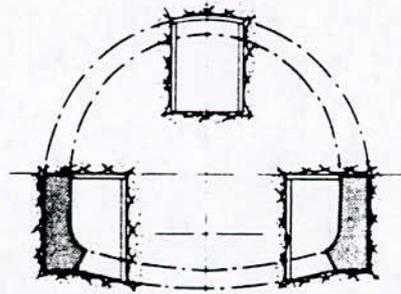


- Bétonnage du radier

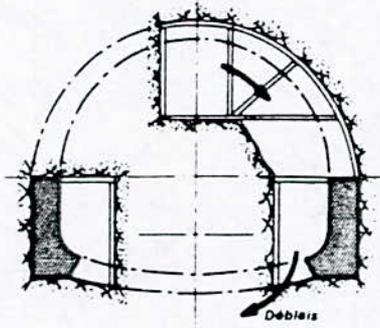
## METHODE ANGLAISE



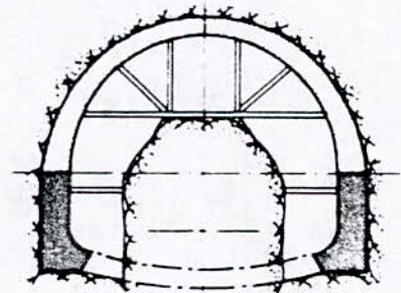
- Exécution des galeries basses  
 - Bétonnage des pignons



- Exécution de la galerie haute



- Exécution des abattements à  
 partir de la galerie haute  
 - Evacuation des débris par  
 les galeries basses



- Bétonnage de la voûte  
 - Terrassement du strass  
 - Exécution du radier

## METHODE ALLEMANDE

Les difficultés apportées aux transport qui exigent l'excavation des galeries de pied sur toute leur longueur avant le bétonnage sont toutefois des inconvénients à ne pas négliger ainsi que le long délai d'attente avant l'exécution du radier.[4]

Cette méthode est sûre mais l'établissement de trois galeries rend son coût élevé et elle est surtout utilisée pour les ouvrages à grande hauteur.[3]

#### **B-1-4 Méthode Autrichienne: Deux galeries**

Le principe de cette méthode consiste à percer d'abord une galerie axiale à la base du futur ouvrage (galerie basse) et à y installer le système d'évacuation des déblais ultérieurs; puis une seconde galerie dite de faite est exécutée en partie supérieure à partir de puits creusé en remontant depuis la galerie de base.

Cette nouvelle galerie est le point d'attaque d'abattage latéraux descendus jusqu'au niveau du radier. Après leur achèvement la section du tunnel se trouve entièrement terrassée et le bétonnage des piédroits et de la voûte peut avoir lieu en remontant.

Cette méthode permet d'avoir une évacuation rapide de tous les déblais au seul niveau de la galerie basse. Elle autorise la multiplication des attaques de la galerie de faite ce qui se traduit par une réduction des délais.[3]

Elle nécessite par contre la mise en oeuvre d'une grande quantité de soutènement (les éléments d'étagage) en dimensions et en nombre .[4]

En outre la reprise en sous oeuvre obligatoire des étalements du ciel entraîne l'augmentation des poussées du terrain.[4]

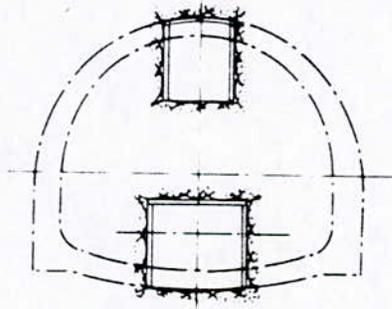
L'avantage de la méthode Autrichienne est qu'elle peut directement être adoptée avec sécurité dans des terrains de tenue médiocre voir mauvaise et aux ouvrages de grandes dimensions, mais elle est accompagnée d'une consommation accrue de bois et demande beaucoup de main-d'oeuvre.[4]

#### **B-1-5 Méthode Belge : Galerie de faite**

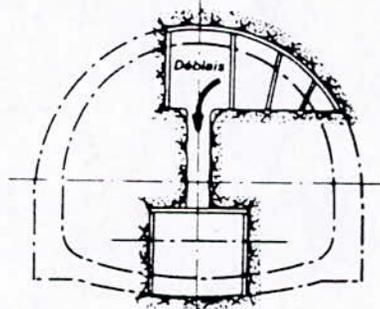
Après creusement d'une galerie de faite des abattages latéraux sont exécutés jusqu'au niveau des naissances de la voûte . Après le bétonnage de la voûte des fouilles latérales en puits sont descendues jusqu'au niveau du radier et les piédroits seront bétonnés simultanément. Notons que tous les étalements prennent appui sur le stross qui demeure en place et qui est terrassé en grande masse avant que le radier soit exécuté.[3]

La méthode Belge possède des avantages incontestables en premier lieu en ce qui concerne la mise en place rapide du bétonnage de la voûte assurant un étagage immédiat de la calotte qui en rend l'exécution aisée et assure la sécurité des étapes de travaux suivants on évite ainsi de voir la pression du terrain prendre une importance exagérée ce qui permet de réaliser une grande économie de bois.[4]

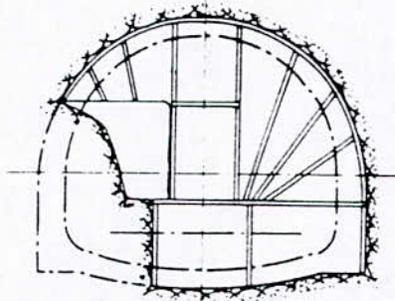
L'inconvénient majeur de cette méthode est que l'exécution du radier qui doit résister à la pression latérale ne peut avoir lieu qu'en tout dernier avec un retard considérable par rapport aux autres phases des travaux ce qui est souvent à l'origine des certaines fissures apparaissantes sur la voûte achevée.[4]



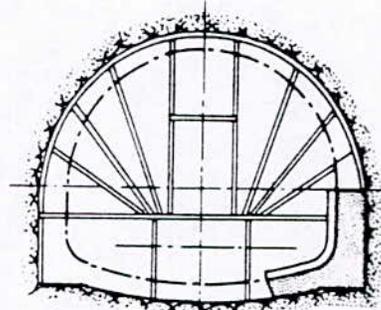
- Execution de la galerie basse  
- Execution de la galerie haute



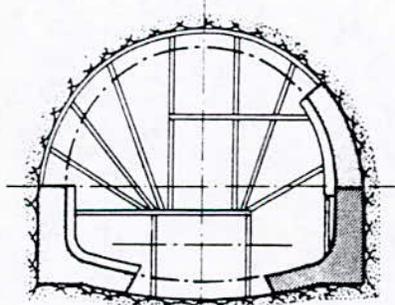
- Execution des abattages avec évacuation des déblais par la galerie basse



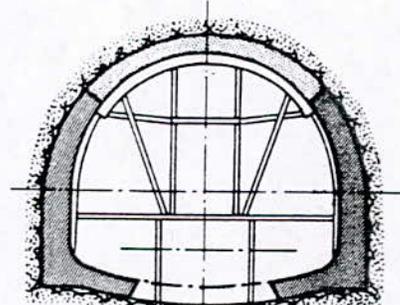
- Terrassement de l'ensemble de la section avec reprise des étaielements



- Bétonnage alterné des piers et d'un élément de radier

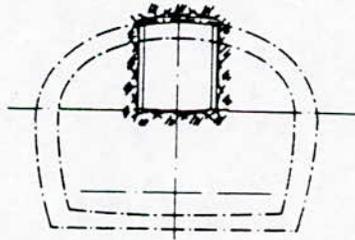


- Bétonnage alterné de la voûte jusqu'aux reins

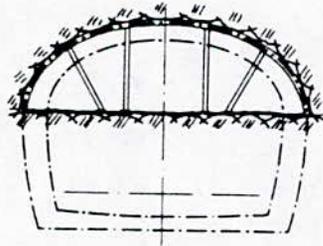


- Bétonnage de la calotte de voûte  
- Fin de l'exécution du radier

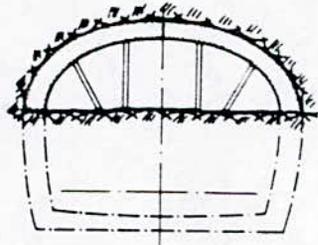
## METHODE AUTRICHIENNE: DEUX GALERIES



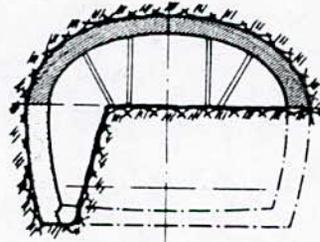
- Galerie de faite



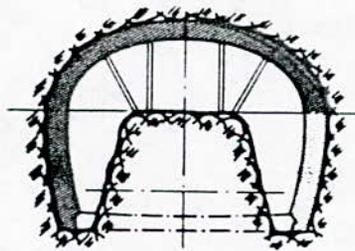
- Abattages latéraux



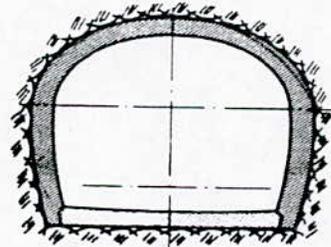
- Bétonnage de la voûte



- Fouille en puits en  
sous œuvre de voûte  
- Bétonnage d'un piédroit



- Fouille en puits et  
bétonnage de l'autre  
piédroit



- Terrassement du stross  
- Execution du radier

## METHODE BELGE

En conclusion, la méthode Belge peut être avantageusement utilisée pour la construction des tunnels courts ou de largeur moyenne situés dans des terrains de qualité moyenne.

### **B-1-6 La méthode Italienne: Contre-voûte**

Cette méthode est utilisée dans les terrains particulièrement mauvais où l'on doit tenir compte de l'apparition d'importantes poussées latérales. On cherche, par conséquent, à ne créer en même temps que des vides de dimensions réduites et à les munir au plus vite d'un étayage provisoire, ou si possible, de leur revêtement définitif.

Le travail débute par la mise en place de la maçonnerie du radier, et l'exécution de la voûte du radier doit précéder celle des murs latéraux.

Le soutènement de la galerie de base doit être de conception particulièrement robuste; l'espace de la taille transversale restant libre après la mise en place des maçonneries sera rempli par un empierrement à sec.

La phase suivante de travail consiste en l'excavation du rocher à la calotte et la mise en place de la maçonnerie de la voûte, ces travaux débutent par le creusement d'une galerie de faite de longueur correspondant à celle du tronçon de travail du tunnel; puis on procède aux abattages latéraux du rocher. Le soutènement prenant appui sur la taille inférieure maçonnée et sur les piédroits terminés.[4]

Cette méthode n'est employée que dans des conditions exceptionnellement difficiles à cause de son coût très élevé ainsi que du rythme d'avancement extrêmement lent.[4]

## **B-2-Amélioration des méthodes**

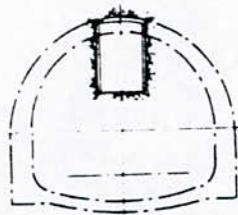
### **B-2-1 Généralités**

Les méthodes classiques examinées précédemment ont pu être grandement améliorées grâce à l'emploi de manière presque systématique de l'acier et du béton produits dont le volume accrue de mise en oeuvre et les techniques de fabrication ont considérablement fait baisser le coût unitaire de production.

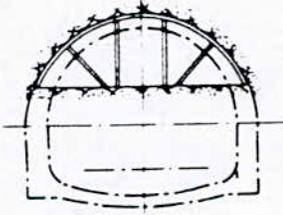
L'utilisation de profils métalliques permet de libérer la section excavée de l'encombrement habituel des bois de soutènement et contribue ainsi à améliorer le rendement du terrassement et de l'évacuation des déblais, surtout ils présentent le grand avantage de pouvoir être abandonné dans le béton contrairement au bois qui pourrit et disparaît en laissant subsister des vides dans les maçonneries.

### **B-2-2 Méthode de terrassement à pleine calotte**

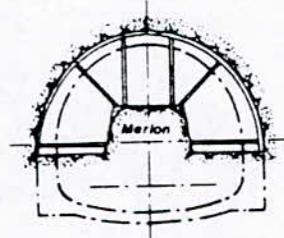
L'utilisation de l'acier pour les étaie<sup>et</sup>ments du béton pour le revêtement a permis améliorer les méthodes classiques d'exécution des tunnels tant au plan de la sécurité qu'à celui du rendement. C'est ainsi que la méthode de terrassement à pleine calotte a vu jour.



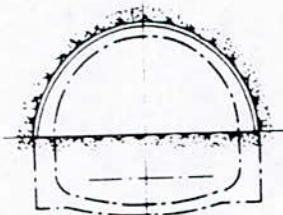
- Galerie de faite



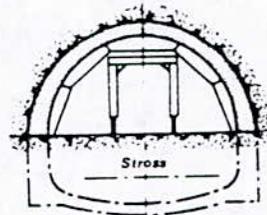
- Petits abattages



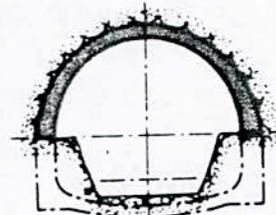
- Grands abattages



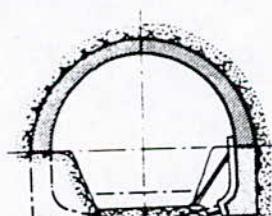
- Calage du cintre  
autoportant  
- Terrassement du  
merlon central



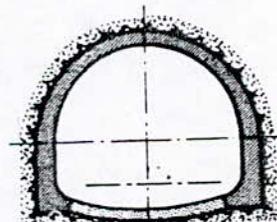
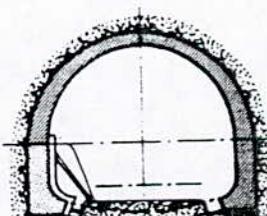
- Bétonnage de la voûte  
avec utilisation d'un  
coffrage métallique  
télescopique



- Terrassement de la  
cunette de stross



- Terrassement et bétonnage  
par plots alternés des piédroits



- Terrassement et  
bétonnage du radier

## METHODE DE TERRASSEMENT A PLEINE CALOTTE

L'exécution d'une galerie de façade étayée par des cadres métalliques précède des abattages latéraux réalisés à l'avancement, c'est à dire parallèlement à l'axe du tunnel. Ces abattages permettent de terrasser toute la voûte par travées de 1.60 m à 2m de longueur, le soutènement étant assuré par des cintres métalliques éclissés ou boulonnés. Les cintres sont assemblés progressivement au fur et à mesure de l'avancement du terrassement de la section qui débute le plus souvent en partie centrale supérieure.

Lorsque les cintres sont complets, les étais peuvent être supprimés. Ce qui permet de mettre en oeuvre des engins d'extraction à haut rendement. puis la voûte est bétonnée.

Après construction de la voûte une cuvette de stross est terrassée et les périodes sont exécutées par plots altérés. L'exécution est achevée par le terrassement et le bétonnage du radier.[3]

### **B-2-3 La nouvelle méthode Autrichienne (N.M.A)**

Selon cette méthode l'excavation se fait à pleine section ou par demi section mais parfois elle peut se réaliser par sections divisées .

Le N.M.A est caractérisé par la mise en place rapide d'un soutènement indéformable (boulon cintres métalliques et béton projeté) qui garantie la stabilité de l'excavation.

Le soutènement comprend:

- des ancrages scellés (pour créer un voisinage armé dans le terrain );
- une coque mince de béton projeté (5 à 10 cm) parfois armé de treillis soudés.
- des cintres métalliques renforcent la coque de béton projeté.

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

- le temps de cohésion des terrains
- l'hétérogénéité du terrain;
- l'inaptitude du terrain au boulonnage;
- l'importance des venues d'eau et/ou la charge piézométrique qui empêche la mise en place du béton projeté.

### **C- CAS DU METRO D'ALGER**

Pour l'exécution des travaux dans le tunnel « C » (lot N°2) du métro d'Alger ,la méthode utilisée est « la nouvelle méthode autrichienne avec une galerie géotechnique (de reconnaissance ) de façade .

On excave d'abord la demi-section supérieure en commençant par l'élargissement de la galerie de façade à l'aide d'une machine à attaque ponctuelle (pelle mécanique et marteaux à piqueur).

A la fin de cette opération on procède à la mise en place du soutènement constitué par un cintre métallique, l'étape suivante est le réglage du cintre (il faut que l'axe du cintre sera confondue avec l'axe du tunnel); en suite on injecte une couche du béton

projeté (5 à 10 cm) entre l'ancien cintre et le nouveau cintre (la distance entre les deux cintres est de 1m dans les terrains marneux).

L'excavation de la demi-section inférieure se fait de la même manière (cintre métallique et béton projeté) mais avec un certain déphasage (habituellement on avance de trois cintres au niveau de la demi-section supérieure avant d'attaquer la demi-section inférieure).

Après une certaine distance qui est de 36m on effectue le revêtement définitif du tunnel en commençant par le radier puis la voûte et le radier seront bétonnés en même temps.

### Vérification de la stabilité du tunnel "C" du métro d'Alger par la méthode convergence - confinement

Les données géotechnique des sites sont :

- Poids spécifique:  $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$
- L'angle de frottement:  $\varphi = 25^\circ$
- La cohésion:  $C = 60 \text{ KPa}$
- La contrainte initiale:  $\sigma_0 = 0.50 \text{ MPa}$
- Le module d'Young du terrain:  $E = 100 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson:  $\nu = 0.45$
- Le rayon de l'excavation:  $R = 4.32 \text{ m}$

La résistance à la compression sera:

$$R_c = (2C \cos\varphi) / (1 - \sin\varphi) = 0.20 \text{ Mpa}$$

et le coefficient de butée sera:

$$k_p = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) = 2.46$$

### Tracé de la courbe caractéristique du terrain

La pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture est :

$$P_a = (\sigma_0 - R_c/2) (1 - \sin\varphi) = 0.23 \text{ MPa}$$

Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture vaut :

$$\lambda_a = (\sigma_0 - P_a) / \sigma_0 = 0.54$$

et le déplacement à la paroi correspondante sera :

$$u_a = \lambda_a u_e$$

$$\text{avec } u_e = (1 + \nu) \sigma_0 R / E = 3 \text{ cm}$$

$$\text{donc } u_a = 1.62 \text{ cm}$$

Dans le cas des marnes plaisanciennes la déformation se fait à volume constante ( $\alpha=1$ ), le déplacement sera ( pour  $P < P_a$  ) :

$$u = u_a (R_p / R )^2$$

avec  $R_p(\lambda)$  est le rayon de la zone plastique

$$R_p(\lambda) / R = [ 2/(k_p+1) ((k_p-1)\sigma_0 + R_c) / ((1-\lambda)(k_p-1)\sigma_0 + R_c) ]^{1/(k_p-1)}$$

Selon la théorie de TERZAGHI la pression du terrain est :

$$P = (B\gamma - 2C) / (2K \operatorname{tg}\varphi) [ 1 - e^{-K \operatorname{tg}\varphi 2H/B} ]$$

avec

H: hauteur du recouvrement = 20 m

B: largeur de la parabole de décharge

$B = b + 2m \operatorname{tg}(45 - \varphi/2) = 18.125$  m

$K = 1$

d'où  $P = 0.16$  MPa

Le taux de déconfinement correspondant sera :

$$\lambda_1 = (\sigma_0 - P) / \sigma_0 = 0.68$$

$$R_p(\lambda_1) / R = 1.16$$

$$u(\lambda_1) = 2.2$$
 cm

Selon la théorie de PROTODIAKONOV la pression est :

$$P = \gamma B / f$$

avec f : coefficient de dureté = 3 pour les marnes

ce qui donne  $P = 0.12$  MPa

Le taux de déconfinement correspondant est :

$$\lambda_2 = (\sigma_0 - P) / \sigma_0 = 0.76$$

$$R_p(\lambda_2) / R = 1.28$$

$$u(\lambda_2) = 2.67$$
 cm

### Tracé de la courbe caractéristique du revêtement

Pour tracé la courbe caractéristique du revêtement (béton) , on calcule sa raideur

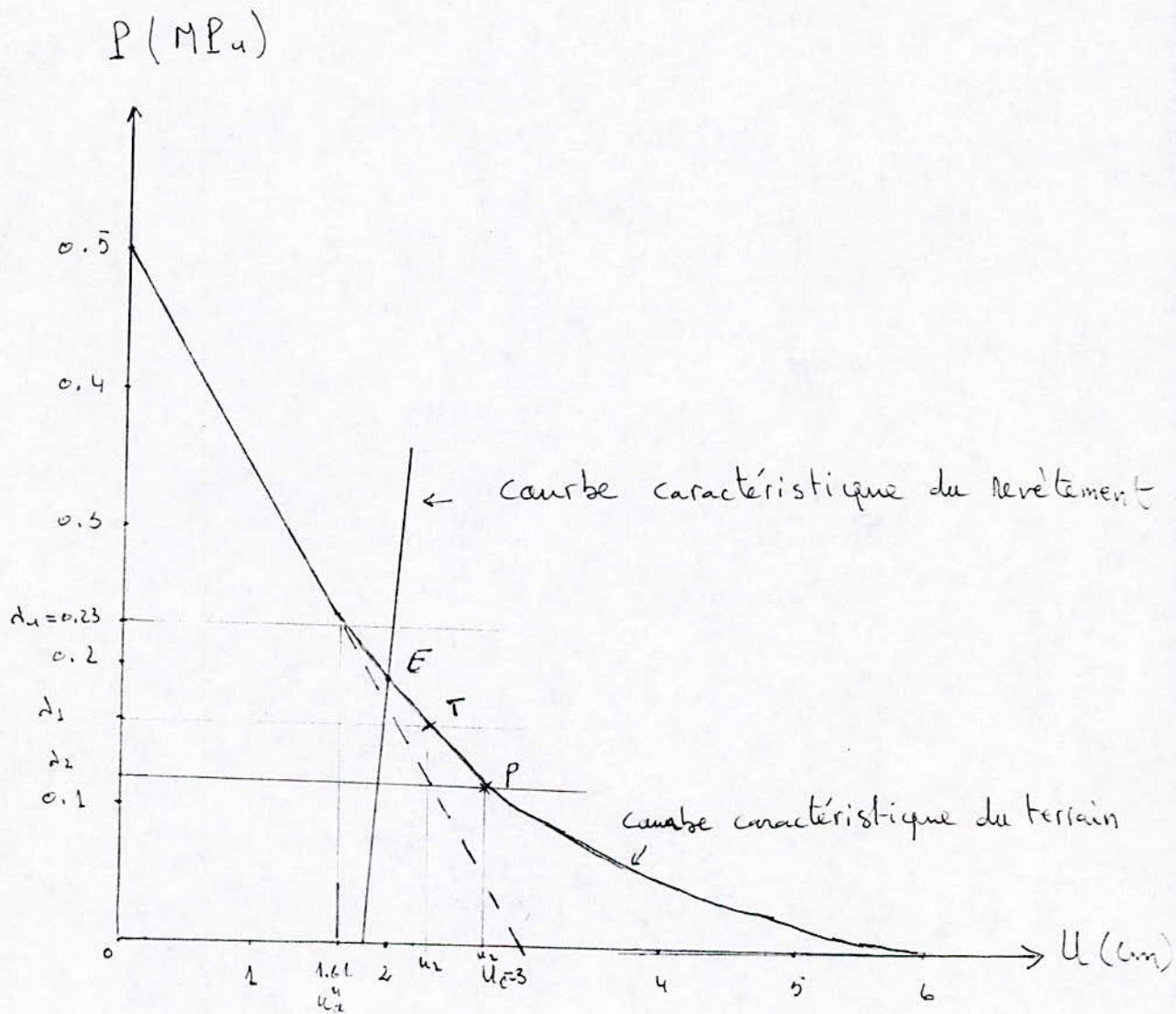
$$k_b = E_b e / R$$

avec

$E_b$  : module de YOUNG pour le béton = 200000

e : épaisseur de revêtement = 0.5 m

$b = 23148$ , ce qui donne que l'inclinaison de la courbe caractéristique du béton est  $88^\circ$ .



**COURBE CARACTERISTIQUE DU TERRAIN (1) ET DU REVETEMENT (2)  
CAS DU METRO D'ALGER**

## CONCLUSION

En fonction de la pression du terrain qui est la cause des déplacements des parois du tunnel, il faut choisir une méthode d'excavation qui garantie la stabilité du tunnel.

Pour maintenir la stabilité d'un tunnel, on doit tenir compte de la pression d'équilibre (pression que peut supporté le soutènement ou le revêtement), car tant que sa valeur est supérieure à celle de la pression du terrain, l'ouvrage sera stable.

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

La valeur de la pression latérale est généralement négligeable devant celle de la pression verticale, mais elle peut prendre des grandeurs considérables et devienne un effort de traction, ce qui peut mettre en cause la stabilité de l'ouvrage, c'est pour cela qu'on ne doit pas retarder l'exécution du radier, car c'est le radier qui s'oppose à la pression latérale (c'est l'inconvénient de la méthode belge qui exécute le radier en dernier, avec un retard considérable par rapport aux autres phases d'exécution).

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] BOUVARD A. - COLOMBET G.- ESTEULLE F.  
*" Ouvrages souterrains "*  
Presses de l'ENPC PARIS 1988
- [2] FALCHI DELITALA G.  
*" Calcul des revêtements des tunnels "*  
DUNOD PARIS 1971
- [3] MATHIVAT J. - BOUGARD J.F.  
*" Procédés généraux de construction " Tomme 3*  
EYROLLES PARIS 1985
- [4] SZECHY K.  
*" Traité de construction des tunnels "*  
DUNOD PARIS 1970
- [5] BENALLAL K. - OURABIA K.  
*" Monographie géologique et géotechnique de la région d'Alger "*  
OPU ALGER 1986
- [6] METRO D'ALGER  
*" Etude de conception et d'ingénierie "*  
RAPPORT DE MISSION 1984
- [7] CHABANE S.  
*" CONTRIBUTION TECHNOLOGIQUE AUX CREUSEMENTS D'UN TUNNEL "*  
P.F.E ENP 1988
- [8] YESLI A.  
*" Etude géologique et géotechnique du lot 2 et lot 5 du métro d'Alger "*  
P.F.E USTHB (I.S.T) 1995