

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCEATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

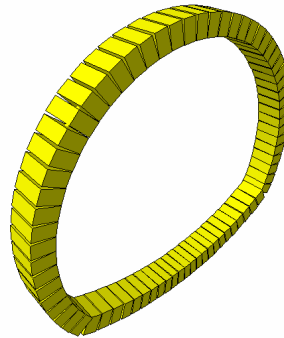


Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
L.G.S.D.S

**Projet de Fin d'Etude en vue de l'obtention du Diplôme
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil**

Thème :

**Calcul d'un tunnel du métro d'Alger
Cas du tunnel sous l'hôpital MUSTAPHA BACHA**



Réalisé par :

AIT KADI Ali
OUARETS Housseem Eddine

Proposé et Dirigé par :

Mme D. CHERID
Mme H. MOHABEDDINE
Mr. C.CHERCHALI

Promotion Juin 2006

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

16200 Alger (Algérie)

Tel : 213 21 52 53 01/03 – Fax : 213 21 59 29 73

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail tout d'abord à mes très chers parents, que Dieu les préserve, ainsi qu'à mes deux sœurs AMAL et LEILA pour leur soutien de tous les jours et pour m'avoir permis de persévérer même dans les moments difficiles.

Aussi je remercie ma future femme SALIMA pour sa compréhension et qui à été toujours présente à mes cotés.

Sans oublier tous mes amis Adel, les deux amine, Brahim et Hassan. Mais aussi mon binôme ERROUJY CK et ces parents pour leur aide précieuse.

ALI

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents à qui je dois énormément, que dieu les préserve, ainsi qu'à mes deux frères **DJALLEL, WALID** et mes deux sœurs **SONIA** et **YASMINE AZZA** pour leur soutien de tous les jours surtout dans les moments difficiles.

Aussi je remercie **SARA RAMDANI** pour sa présence permanente à mes côtés que dieu la garde près de moi mais aussi sa maman et toute sa famille.

Sans oublier mes amis pour leur compréhension mais aussi mon binôme **rougi twill** et particulièrement **AMINE** pour son aide précieuse.

HOUSSEM

REMERCIEMENTS

Nous remercions DIEU LE TOUT PUISSANT pour nous avoir donné force, santé et patience pour arriver là où nous sommes.

*Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à nos deux promotrices **Mme H.CHERRID** et **Mme H.MOHABEDDINE**, pour nous avoir estimés capables de traiter ce sujet.*

*Aussi nous tenons à remercier en particulier monsieur **C.CHERCHALI**, pour l'aide qui nous a apporté et le temps qu'il nous a consacré. C'est grâce à ses précieux conseils et remarques qu'on a pu faire ce modeste travail.*

*Nous tenons également à remercier messieurs **A.AHMED ALI**, **ZERMANI**, **AKLIL** et **HEDBI** pour leur précieuse collaboration*

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

*Sans oublier tout nos camarades de la promotion 2006 en particulier **BOUKHEMACHA Mohamed Amine**. Ainsi que les travailleurs du C.C.U pour leur aide.*

INTRODUCTION GENERALE	1
 CHAPITRE 1 : PRSENTATION DU PROJET	
1-Introduction	3
1-1 Présentation du métro d'Alger.....	3
1-2 Tracé	4
1-3Présentation et situation du tunnel sous l'hôpital MUSTAPHA	4
1-4 Tracé en plan	5
1-5 Profil en long	5
1-6 Profil en travers	5
 CHAPITRE 2 : ETUDE GEOLOGIQUE, GEOTECHNIQUE ET HYDROLOGIQUE	
2-1 Introduction.....	6
2-2 Aperçu géologique et hydrogéologique général d'ALGER	7
2-3 Aperçu tectonique	8
2-4 Aperçu sismique de la région algéroise	8
2-5 Hypothèse géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de L'ouvrage.....	9
2-5-1 Synthèses des éléments géologiques	9
2-5-2 Caractéristique géotechnique des terrains	10
2-5-3 Caractéristiques hydrogéologiques	11
2-6 Coupe de calcul : Modélisation	11
 CHAPITRE 3 METHODES DE CREUSEMENT	
3-1 Introduction	13
3-2 Processus de choix	13
3-3 Les différentes méthodes de creusements	14
3-3-1 Méthode à pleine section	15
3-3-2 Méthode de la demi section	16
3-3-3 Méthode de la section divisée	16
3-4 Modes de creusements des tunnels	18
3-4-1 Exécution du creusement dans les terrains meubles	18
3-4-2 Exécution dans les terrains durs	20
3.5 Conclusion	22
 CHAPITRE 4 METHODES DE SOUTÈNEMENT	
4-1 Introduction	24
4-2 Classification des soutènements	24
4-3 Types de soutènements	25
4-3-1 Béton projeté	25
4-3-2 Les boulons d'ancrages	28
4-3-3 Soutènement par cintres	31
4-3-4 Soutènement par voussoirs préfabriqués	34
4-3-5 Les voûtes parapluies (Technique de pré soutènement)	35
4-4 Soutènement selon la Nouvelle Méthode Autrichienne	35
4-5 Soutènement par amélioration des caractéristiques du sol	36

4-5-1 Drainages et rabattement de la nappe	36
4-5-2 La congélation	37
4-5-3 Traitement des terrains par Injections.....	37
4-6 Soutènement retenu pour le tunnel sous l'hôpital MUSTAPHA	38
4-6-1 Choix du soutènement	39
4-6-2 Injectabilité des sables	39
4-6-3 Méthode de réalisation du tunnel	40

CHAPITRE 5 EVALUATION DES CHARGES

5-1 Introduction.....	43
5-2 Types et origines des poussées souterraines	43
5-2-1 Poussées de détente.....	43
5-2-2 Poussées géologiques (Poussées souterraines réelles)	45
5-2-3 Poussées de gonflement	45
5-3 Différentes méthodes de détermination des pressions souterraines	46
5-3-1 Evaluation des pressions verticales σ_v	46
5-3-2 Evaluation des pressions horizontales σ_h	52
5-3-3 Evaluation de la pression agissant au niveau du radier	55
5-3-4 Evaluation de la pression hydrostatique.....	59
5-3-5 Charges et surcharges utiles	60
5-4 Calculs des charges agissant sur le soutènement du tunnel.....	60

CHAPITRE 6 METHODE CONVERGENCE –CONFINEMENT

6-1 Introduction	70
6-2 Principes généraux de la méthode	71
6-3 Tracé de la courbe caractéristique du terrain.....	72
6-4 Etapes de calcul d'un problème type	73
6-5 Application de la méthode à notre tunnel	75

CHAPITRE 7 SOUTENEMENT PROVISOIRE

7-1 Introduction	79
7-2 Réalisation du soutènement provisoire	79
7-3 Vérification préliminaire du soutènement provisoire	80
7-4 Méthode de calcul du soutènement provisoire	83
7-5 Vérification du soutènement provisoire par les sollicitations obtenues avec le SAP2000	85
7-5-1 Principe général de la modélisation.....	86
7-5-2 Les conditions au limites	86
7-5-3 Vérification de la galerie de reconnaissance	87
7-5-4 Vérification du soutènement provisoire	92
7-5-5 Vérification des assemblages	103
7-6 Conclusion	103

Chapitre 8 REVETEMENT DEFINITIF

8-1 Introduction.....	104
8-2 Règle de conception du revêtement	104

8-3 Etude statique	105
8-3-1 Détermination du chargement actif agissant sur le revêtement définitif	105
8-4 Etude dynamique	109
8-4-1 1 ^{ère} méthode.....	109
8-4-2 2 ^{ème} méthode.....	110
8-5 Détermination des efforts internes avec le SAP 2000	111
8-6 Ferrailages des parties du revêtement	115
8-6-1 ferrailage longitudinal	115
8-6-2 Ferrailage transversal	117
8-6-3 Armatures de répartition.....	117
8-7 Schémas de ferrailage	118
8-8 Etanchéité	119

CHAPITRE 9 AUSCULTATION DES OUVRAGES

9-1 Rôle de l'auscultation dans la conception, l'exécution et la maintenance des ouvrages souterrains	110
9-2 Types de mesures	121
9-2-1 Mesure de convergence	121
9-2-2 Mesure de déplacements absolus.....	121
9-2-3 Mesure de pression sur le revêtement	122
9-2-4 Mesures de contrainte dans le revêtement	122
9-2-5 Autres mesures.....	124
9-2-6 Mesure effectuée dans les ouvrages en service.....	124
9-3 Définition d'un programme d'auscultation	124
9- 4 Interprétation des mesures	125

CONCLUSION GENERALE	127
---------------------	-----

ANNEXES

ANNEXE A : PHASES DE REALISATION DU SOUTENEMENT
ANNEXE B : Glossaire des principaux termes utilisés
ANNEXE C : Classification des massifs rocheux
ANNEXE D : RESULTATS DE CALCULES DU SOUTENEMENT
ANNEXE E : RESULTATS DE CALCULES DU REVETEMENT
ANNEXE F : BIOGRAPHIES

BIBLIOGRAPHIE

Aujourd'hui, la ville d'Alger comme les grandes villes du monde est confrontée aux problèmes d'encombrement dans la construction et les édifices de transport urbain.

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, parkings,

Les études technico-économiques qui ont été menées montrent que la construction du métro d'Alger présente la meilleure solution.

Le tunnel passe sous une infrastructure et une vie urbaine très importante. Il est constitué de trois lignes avec une longueur totale de 56 Km.

L'objet de ce modeste travail consiste à étudier le tronçon du tunnel du lot 8 interstation Khelifa boukhalfa- Mustapha implanté dans la marne bleue. Sa profondeur moyenne est de 21m et son rayon d'excavation est de 11m.

Le creusement du tunnel est une opération très délicate où la moindre erreur peut causer des dégâts très importants et très coûteux. Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, faire le bon choix des méthodes de creusement, plusieurs précautions doivent être prises durant les différentes phases des travaux.

Ces travaux nécessitent la connaissance de plusieurs paramètres tels que :

- La nature des terrains rencontrés pour le choix du matériel
- La localisation des nappes aquifères pour leur rabattement et leur drainage
- Le comportement du terrain pour le dimensionnement de l'ouvrage.

Des études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent être faites.

Selon l'importance de l'ouvrage, des galeries de petites sections (appelée galerie pilote) doivent être exécutées sur l'axe du tunnel. Elles auront pour but :

- De préciser la géologie du terrain
- De vérifier l'hydrogéologie du massif.
- De prélever des échantillons nécessaires aux essais de laboratoire et ceux réalisés sur site.
- D'observer le comportement de l'ensemble massif-soutènement en fonction des différents moyens mis en oeuvre pour l'abattage.

A la lumière des observations et des résultats obtenus, on détermine le degré de difficulté, le coût de réalisation du tunnel, ce qui influe sur le choix des méthodes d'excavations.

Notre travail a consisté dans un premier temps à la présentation de notre ouvrage (tracés...) avec ses caractéristiques géotechniques, géologiques et hydrologiques.

Par la suite nous nous sommes intéressé aux différentes méthodes de creusement et de soutènement existantes ainsi que les méthodes choisies pour notre cas.

Après avoir vu les différentes méthodes déterminant les charges agissant sur un tunnel. Pour assurer la sécurité entre le creusement et la mise en place éventuelle du revêtement définitif, un soutènement provisoire est mis en place.

Un chapitre a été consacré au calcul du revêtement définitif et à l'étude du ferrailage avec vérification des contraintes.

Le calcul numérique sera fait en utilisant le logiciel SAP2000.

Le dernier chapitre concerne l'auscultation et la vérification des ouvrages souterrains existants tout en définissant un programme d'auscultation.

Enfin, des conclusions et des recommandations ont été données.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU PROJET

1-Introduction

1-1 Présentation du métro d'Alger

1-2 Tracé

1-3Présentation et situation du tunnel sous l'hôpital MUSTAPHA

1-4 Tracé en plan

1-5 Profil en long

1-6 Profil en travers

1-Introduction :

Aujourd'hui, la ville d'Alger comme toutes les grandes métropoles est face au problème d'encombrement dans les transports urbains. Ceci est essentiellement dû au manque d'infrastructures qui pourraient accueillir le nombre croissant de véhicules circulant à Alger. Les espaces en surfaces étant insuffisants et saturés une solution a été apportée par l'utilisation du sous sol avec la réalisation du métro.

Les projets de tunnels comportent toujours les études suivantes plus ou moins poussées à chaque stade du projet selon les cas qui interfèrent largement entre elles :

- trafic, type d'exploitation : en vue de déterminer notamment les caractéristiques géométriques du profil en travers de l'ouvrage et les besoins en équipements d'exploitation et de sécurité. S'il y a lieu, il convient d'examiner le phasage éventuel de l'opération, qui peut être déterminant pour le choix des caractéristiques géométriques et des équipements.
- géométrie (tracé en plan, profil en long, profil en travers) : pour tenir compte de la géologie des terrains traversés et des contraintes particulières imposées par le passage en tunnel.
- environnement : aussi bien en ce qui concerne l'impact de la construction sur l'environnement que l'impact de l'exploitation.
- géologie, hydrogéologie et géotechnique: pour la connaissance des terrains rencontrés, la localisation des nappes phréatiques et le comportement mécanique du terrain.
- génie civil : portant sur les points suivants:
 1. Conception et dimensionnement.
 2. Procédés de creusement et de soutènement.
 3. Etanchement et revêtement.
 4. Génie civil lié aux équipements et à l'exploitation.
 5. Assainissement, drainage et réseaux divers.

Nous nous intéresserons en détail dans notre étude aux deux premiers points sans omettre de parler brièvement des autres.

1-1 Présentation du métro d'Alger:

La ville d'ALGER constitue depuis toujours un lieu de grande concentration d'activités humaines, économiques, commerciales et culturelles du pays. Cette concentration à entraîner une augmentation considérable des besoins en transport de la population algéroise, l'espace disponible restreint a fait du métro le mode de transport adéquat permettant d'alléger la circulation dans la capitale.

L'idée du métro en ALGÉRIE remonte bien loin dans le temps. La première initiative revenait à l'administration coloniale, qui décida en 1955 d'entreprendre une étude pour la

réalisation d'un métro à ALGER, dont la construction d'une ligne de 14 km reliant BOLOGHINE à EI-HARRACH, qui devait être lancée, a été en fin de compte abandonnée.

En 1982, une étude de conception d'un moyen de transport de type métro a été menée à ALGER dans le cadre d'une collaboration Franco-algérienne. Le lancement des études du métro d'ALGER s'est concrétisé par la création de l' E.M.A (Entreprise du métro d'ALGER) qui avait pour rôle de veiller au bon déroulement des différentes étapes de ce projet de grande envergure, dont le lancement des travaux n'a débuté qu' en 1990.

1-2 Tracé :

Le tracé est constitué des lignes inter stations suivantes.

1. Oued Koriche-Bab El Oued
2. Bab El Oued-Abderrahmane Taleb
3. Abderrahmane Taleb-Place des Martyrs
4. Place des Martyrs-Casbah
5. Casbah-Emir Abdelkader
6. Emir Abdelkader-Tafourah Grande Poste
7. Tafourah Grande Poste-Khelifa Boukhalfa
8. Khelifa Boukhalfa-Mustapha
9. Mustapha-Mohamed Belouizdad
10. Mohamed Belouizdad-Sidi M'Hemed
11. Sidi M'Hemed-Hamma
12. Hamma-Jardin d'essais
13. Jardin d'essais-Les Fusillés
14. Les Fusillés-Cité Amirouche
15. Cité Amirouche-Cité Mer et Soleil
16. Cité Mer et Soleil-Haï el Badr
17. Haï el Badr-complexe de maintenance

1-3Présentation et situation du tunnel sous l'hôpital MUSTAPHA BACHA :

Plusieurs facteurs sont à considérer lors de l'implantation d'un tunnel, en vue d'en réduire au minimum son coût, ceci étant en relation directe avec le tracé en plan, le profil en long et le gabarit du tunnel. Ces choix doivent être faits de façon judicieuse, faisant appel à toute expérience et rationalité de l'ingénieur projeteur, car toute erreur peut engendrer un surcoût fatal à l'adoption du projet.

L'analyse des flux de déplacement dans la ville d'ALGER montre que la demande de transport la plus forte se développe dans le corridor urbain d'OUED-KOURICHE à HAI EL-BADR. C'est dans cet axe que s'inscrit le tracé entièrement souterrain de la ligne de métro constituée de 16 stations.

Au cours de l'étude du type de machine à adopter pour le métro d'ALGER, deux variantes ont été étudiées, l'une sur pneus, et l'autre sur rail (fer- fer).la première variante a l'avantage de pouvoir traverser des pentes assez accentuées (étant donné qu'elle est montée sur pneu), mais crée une dépendance du constructeur MICHELIN, seul fournisseur de ce type de

pneu. L'autre variante admet des pentes plus légères, mais permet une indépendance vis à vis de la pièce de rechange. Finalement on a retenu la seconde variante (rail- rail).

Le tunnel sous l'hôpital MUSTAPHA fait partie du tronçon qui relie la station de KHALIFA BOUKHALFA à celle du 1^{er} MAI, sa réalisation est assez complexe vue la nature des travaux d'exécution, directement liée aux difficultés que présente l'emplacement de celui-ci par rapport au Centre Hospitalo-universitaire de MUSTAPHA BACHA, classé édifice historique, ainsi que le contexte géotechnique dans le quel il se développe.

1-4 Tracé en plan :

Le tracé en plan du métro d'ALGER, a été projeté en fonction de la densité des habitants, de l'importance du site, de la géologie et de l'hydrogéologie des terrains traversés. Il se peut qu'un tracé est des modifications au fur et à mesure de l'avancement des travaux par suite de

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

Notre ouvrage se situe entre le PK 2711.17 et PK 3099.58 totalisant une longueur de 388.41mètres, son tracé en plan est constitué :

- D'une clothoïde, $A=144.809$, $L= 25.19$ mètres. D'un alignement droit, $L=119.043$ mètres.
- D'une seconde clothoïde, $A = 132.052$, $L=69.792$ mètres. D'un arc de cercle, $R= 249.852$, $L=174.383$ mètres.

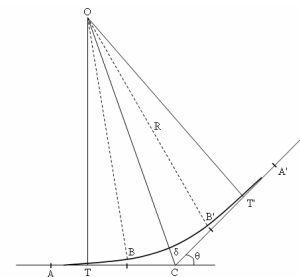


Figure 1-4
Schéma d'une clothoïde

1-5 Profil en long :

Le profil en long choisi pour notre tunnel est à pente unique égale à 0.5% assurant l'écoulement des eaux, qui pose généralement des problème pendant le creusement de l'ouvrage retardant de ce fait l'avancement des travaux (voir annexe).

1-6 Profil en travers :

Le choix du profil en travers dépend essentiellement du rôle de l'ouvrage qui conditionne les dimensions du gabarit libre intérieur, sans oublier la nature du terrain qui détermine les dispositions du revêtement destiné à protéger le vide intérieur, la sismicité du lieu est un facteur aussi important à intégrer dans le choix de la forme géométrique du tunnel.

Notre profil est constitué d'une voûte d'ouverture égale à 2x4.98 mètres et de hauteur égale à 6.98 mètres, assurant le passage de deux voies de circulation.

Figure 1.1
Profil en travers du tunnel

CHAPITRE 2 : ETUDE GEOLOGIQUE, GEOTECHNIQUE ET HYDROLOGIQUE

2-1 Introduction

2-2 Aperçu géologique et hydrogéologique général d'ALGER

2-3 Aperçu tectonique

2-4 Aperçu sismique de la région Algéroise

2-5 Hypothèses géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de L'ouvrage

2-5-1 Synthèses des éléments géologiques

2-5-2 Caractéristique géotechniques des terrains

2-5-3 Caractéristiques hydrogéologiques

2-6 Coupe de calcul : Modélisation

2-1 Introduction

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont 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 soutènement et du revêtement 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 compromettre la faisabilité de l'ouvrage.

Une bonne reconnaissance du sol le long du tracé nécessite au préalable des études géologique, hydrogéologique, géotechnique, et sismique celles ci étant validées ou corrigées ensuite par des observations faites à tout stade des travaux. Les études préliminaires se résument généralement dans :

- **Les sondages de reconnaissances :**

La campagne de sondages a pour but de nous fournir avec le plus de précision possible la position, la nature et le pendage des différentes couches géologiques traversées et le régime hydraulique traversé par l'ouvrage. La projection de ces résultats sur un profil en long permet au projeteur d'implanter l'ouvrage sur les couches les plus favorables.

Les sondages sont généralement exécutés verticalement à partir de la surface sur une profondeur donnée. Ils peuvent aussi être exécutés de façon oblique. Les points de sondages sont espacés de quelques mètres sur tout le long de la portée du tunnel et permettent d'établir une carte représentant les différentes couches.

Lors des sondages on mesure systématiquement

- Le taux de carottage qui est le rapport de la longueur cumulée des éléments de carottes prélevées sur la longueur du sondage que multiplie 100.
- Le taux de carottage modifié plus connu sous l'appellation de RQD (Rock Quality Désignation) que nous verrons en détail dans les chapitres suivant.

- **Diagraphie :**

Les diagraphies permettent de se faire une idée des caractéristiques physiques des terrains à traverser, elles sont effectuées dans des sondages qui sont simplement destructifs (ne comportent pas de carottages). Les diagraphies les plus utilisées sont :

- L'examen photographique.
- Le log sonique (mesure de la vitesse sismique).
- Le log électronique (mesure de la résistivité).

CHAPITRE 2 ETUDES GEOLOGIQUE, GEOTECHNIQUE ET HYDROLOGIQUE

- Le log neutron (mesure de la teneur en eau par ralentissement des neutrons).
- Le log gamma gamma (mesure relative du poids volumique).
- Le log vitesse d'avancement (il décèle les hétérogénéités et la présence des vides).
- Le log de percussion réfléchi (il indique la rigidité des matériaux par sondage au marteau perforateur).

• Exécution des puits :

L'insuffisance des résultats de sondages nous oblige à compléter ces informations par l'exécution des puits répartis sur toute la longueur du tunnel. Permettant ainsi de constater l'état du sol, ses caractéristiques et son comportement.

NB : Les puits jouent aussi un rôle de service car ils permettent de descendre à l'intérieur du tunnel les engins et les matériaux nécessaires à l'exécution de l'ouvrage ainsi que de remonter les déblais.

• Creusement des galeries de reconnaissance :

Malgré le coût élevé d'une galerie et l'importance du projet, le creusement à partir des puits des galeries de petite section soutenue par des cadres sont creusées sur toute la longueur du tracé, nous permettant ainsi :

- D'approfondir et de compléter nos connaissances des terrains traversés.
- De prélever des échantillons pour effectuer des essais au laboratoire et réaliser des essais in situ afin de confirmer ou de corriger de manière directe les études de reconnaissances effectuées au préalable.
- De vérifier la stabilité de l'excavation et du futur soutènement.

2-2 Aperçu géologique et hydrogéologique général d'ALGER :

La région d'ALGER peut être représentée comme un dôme primaire métamorphique, bordé par des formations sédimentaires, tertiaires et quaternaires ; le tracé de la première ligne du métro traverse indifféremment ces différentes couches géologiques.

Le Primaire :

C'est un complexe métamorphique (schistes, gneiss, calcaire), ses divers faciès pétrographiques sont imbriqués d'une manière anarchique consécutive à une tectonique très importante, qui a causé une fracturation importante et de nombreuses zones de failles.

Il existe dans ce complexe une présence d'eau souterraine, localisée dans des fractures et fissures, qui se manifeste sous forme de sources ou de nappes aquifères, présentant une importante circulation.

Le Tertiaire :

Les principaux horizons reconnus sont dans l'ordre :

- L'Astien (mollasse astienne), formation géologique la plus importante, cet horizon se caractérise par son hétérogénéité. Il se présente sous forme de banc de marnes, de grès, ainsi que de sable pulvérulent. Il est considéré comme le terrain aquifère le plus important de la région Algéroise.
- Le Plaisancien, il s'agit de formation Argilo-Marneuse bleu, imperméable représentant ainsi un mur pour la nappe de la mollasse astienne.

Le Quaternaire :

La formation la plus souvent rencontrée est les : sable argileux rouge. Les autres formations sont des alluvions, éboulis de pente (colluvions).

Ce caractère argileux le rend moins perméable que les mollasses astiennes, ce pendant la présence d'alluvions grossières (certains remblaiements ayant été réalisés avec des matériaux très sableux) font de cette formation un captage privilégié des eaux de pluie pour alimenter la nappe des mollasses.

2-3 Aperçu tectonique :

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.

2-4 Aperçu sismique de la région Algéroise :

Si d'une manière générale, les ouvrages, souterrains se comportent mieux que les ouvrages en surface face aux sollicitations sismiques, il n'en demeure pas moins que, même si cette constatation peut être confirmée en terrain homogène elle ne saurait l'être par contre, en terrain présentant certaines particularités, telles que :

- Le franchissement de failles.
- Les parties profondes affectées de phénomènes de glissements superficiels du terrain.

CHAPITRE 2 ETUDES GEOLOGIQUE, GEOTECHNIQUE ET HYDROLOGIQUE

On notera que, pour la région Algéroise, le repère de positionnement de l'aléa sismique autorise une probabilité d'occurrence d'oscillations caractérisées par une accélération d'amplitude bornée supérieurement à (0,3 g) et d'une intensité de séisme ne dépassant pas 8 EMI sur l'échelle de MERCALI (qui en compte 12) provoquant généralement des désordres mineurs telle des fissurations du revêtement.

A titre préventif, il est souhaitable d'éviter :

- la continuité du revêtement afin de diminuer la propagation des vibrations qui peuvent induire son éclatement.
- la mise en place de dispositif constructif approprié en fractionnant longitudinalement l'ouvrage en plots indépendants munis de joints parasismiques judicieusement répartis.
- Assurer l'étanchéité à ce niveau, on place des joints « water-stop ».

2-5 Données géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de L'ouvrage :

Les campagnes de reconnaissances effectuées nous permettent d'établir, la synthèse des éléments géologiques, géotechniques et hydrogéologiques applicables pour la mise au point des méthodes d'exécution, ainsi que l'étude du soutènement.

2-5-1 Synthèses des éléments géologiques :

L'emplacement dans lequel sera excavé le tunnel sous l'hôpital MUSTAPHA peut être résumé comme suit :

Le terrain encaissant du tunnel est constitué de marnes Plaisanciennes, assez dures, raides (très déformables), fissurées et très peu perméables.

Le contact des marnes Plaisanciennes avec les sables est à une distance variable de l'extrados de l'excavation, cependant en tout point du linéaire, la probabilité de passer à moins de 0,5 mètres des sables ou les intercepter n'est presque jamais nulle mais elle devrait rester faible, ceci résulte du nombre de forages réalisés, puisque au droit de ces sondages on a partout $d > 0,5$ mètres.

NB : La position du contact est essentielle pour déterminer les méthodes d'exécution, en particulier nous devons envisager que ce contact peut être intercepté par l'excavation et nécessite des travaux spéciaux.

CHAPITRE 2 ETUDES GEOLOGIQUE, GEOTECHNIQUE ET HYDROLOGIQUE

L'Astien est constitué d'une série marine pélagique, oscillant entre un pôle sableux et un pôle argileux (la proximité du continent produit une sédimentation instable), d'un sondage à un autre, la partie inférieure de l'Astien est variable :

- Un sable fin argileux,
- Un sable fin,
- Un sable fin et moyen,
- Un sable à gros grains.

De plus, la cimentation du matériau est parfois forte (mollasse, poudings), elle paraît inexistante. On précise toutefois que les sondages de la première campagne décrit des mollasses à la base de l'Astien, alors que la deuxième campagne décrit plutôt des sables (donc non cimentés).

2-5-2 Caractéristiques géotechniques des terrains :

L'étude géotechnique complète celle faite préalablement par les géologues. Tous les résultats présentés ci dessous ont été déterminés sur la base des différents essais de laboratoire effectués sur des échantillons de sol à partir des sondages carottés et comme le prélèvement d'un sol ne donne pas un échantillon intact, les échantillons seront reconstitués en laboratoire.

- Marnes Plaisanciennes :

Cohésion du sol: $C = 20 \text{ KN/m}^2$

Angle de frottement du sol: $\varphi = 20^\circ$

Poids spécifique: $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$

On prendra un module de déformation des marnes égale à 55 MPa (les marnes présentent une grande raideur).

- L'Astien :

Nous avons vu que les sables de l'Astien étaient de caractéristiques très variables ; on retiendra comme faciès, le plus défavorable, c'est à dire des sables avec :

Cohésion du sol: $C = 0$

Angle de frottement du sol: $\varphi = 20^\circ$

Poids spécifique: $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$

Les perméabilités mesurées dans l'Astien sont faibles, elles restent inférieures à 10^{-6} m/s et le module de déformation est pris égale à 500 bars.

➤ Quaternaire :

Le quaternaire est peu sollicité par les travaux, c'est à dire que les contraintes y restent peu modifiées. On prendra en compte les caractéristiques suivantes

Cohésion du sol: $C = 0$

Angle de frottement du sol: $\varphi = 20^\circ$

Poids spécifique : $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$

Le module de déformation est pris égal à 200 bars.

2-5-3 Caractéristiques hydrogéologiques :

Les sondages mettent en évidence la présence d'eau dans le terrain en question, ses derniers démontrent que l'eau existante ne constitue pas une nappe phréatique continue, mais elle est sous forme de poches dans les fractures suite aux ruissellements des eaux pluviales.

2-6 Coupe de calcul : Modélisation

Les calculs serrant menés avec les éléments suivants :

- Contact Astien / Plaisancien, 2mètres au-dessus de la clé de voûte.
- Une couverture maximale constatée est de 28,2 mètres à partir du NDR (niveau des rails).
- Aussi on introduira un chargement de 20 KN/m^2 , afin de modéliser la surcharge permanente des structures existantes en surfaces.

Le contact Astien / Quaternaire peu important pour les résultats du calcul, sera placé à 10 mètres en dessous de la surface du sol.

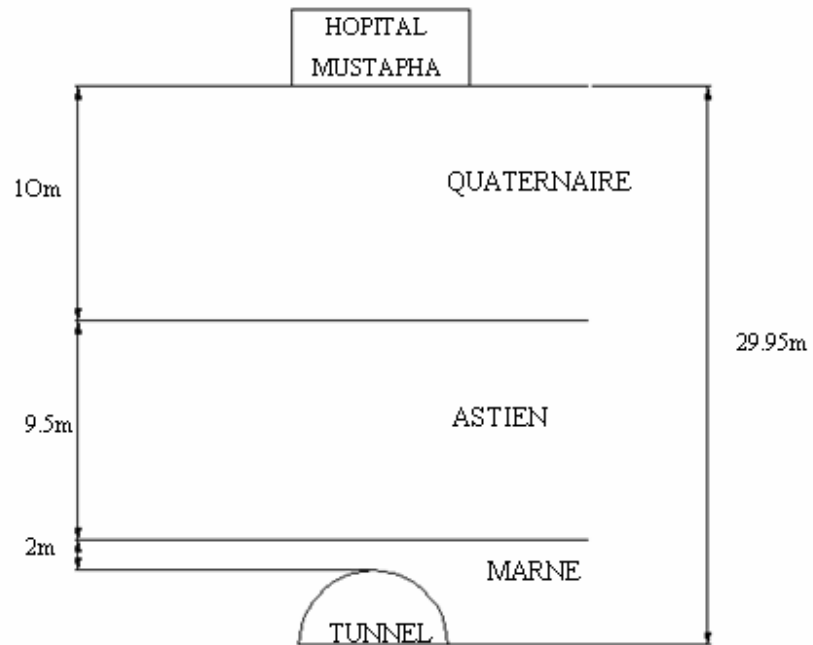


Figure 2-1 modélisation

CHAPITRE 3 METHODES DE CREUSEMENT

3-1 Introduction

3-2 Processus de choix

3-3 Les différentes méthodes de creusement

3-3-1 Méthode à pleine section

3-3-2 Méthode de la demi-section

3-3-3 Méthode de la section divisée

3-4 Modes de creusement des tunnels

3-4-1 Exécution du creusement dans les terrains meubles

3-4-2 Exécution dans les terrains durs

3.5 Conclusion

3-1 Introduction :

Au cours de ces dernières années, la réalisation des tunnels dans les sols meubles à faible profondeur, s'est beaucoup développée, notamment dans les zones urbaines.

La construction de métros, de voies rapides et des travaux d'assainissement ont conduit à la création d'un marché important. Ce dernier a permis aux techniciens de développer des méthodes et des technologies de construction :

- Moins coûteuses tout en assurant la sécurité du chantier durant les travaux même dans des terrains extrêmement difficiles.
- Permettant la réduction maximale des nuisances vis à vis de l'existant (déformation en surface, vibrations et bruits induits par le chantier. . .) .

Pour la réalisation d'un ouvrage souterrain deux possibilités sont offertes à l'ingénieur :

- Réalisation par creusement en souterrain.
- Réalisation par excavation à ciel ouvert.

3-2 Processus de choix :

Première phase :

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

- Du terrain encaissant.
- Du site et de l'environnement,
- De la géométrie.
- Du procédé de construction lui-même.

Le processus de raisonnement qui en résulte, procédant par approximations successives doit aboutir à chaque stade :

Une appréciation du bilan économique d'ensemble de l'investissement (y compris accès, expropriations, bilan de l'usager, etc.). Cette démarche, plus ou moins détaillée selon la complexité du projet étudié, aboutit à 2 ou 3 variantes techniques possibles.

Deuxième phase :

La règle est alors en priorité l'étude de ceux, parmi ces 2 ou 3 procédés de construction, qui assure le mieux possible et dans un ordre décroissant d'importance :

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

- la limitation des nuisances engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.

Troisième phase :

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères (liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet, etc.) tels que :

- conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés.
- niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expérience acquise...).
- insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution.
- coût de la solution et aléas correspondants.

En matière de travaux souterrains, la procédure de consultation doit conserver une certaine souplesse, la solution proposée par le maître d'œuvre étant rarement la seule possible. Il est souhaitable dans certains cas, d'autoriser les soumissionnaires à présenter des variantes d'exécution utilisant des méthodes particulières dont ils ont l'expérience ou des matériels déterminés en leur possession. Afin d'assurer une certaine homogénéité technique des différentes propositions, il est en général nécessaire pour le maître d'œuvre de limiter dans le dossier de consultation, le champ de variation possible des caractéristiques de l'ouvrage dont certaines ont été fixées ne variant pas dès l'origine du projet pour des raisons administratives ou techniques.

En zone urbaine par exemple, le maître d'œuvre doit définir avec précision les désordres tolérables en fonction de l'environnement local, les concurrents devant justifier que chacune de leur variante apporte la même sécurité. Ceci suppose donc que les solutions possibles aient été appréhendées avec suffisamment de précision pendant les études afin de permettre au maître d'œuvre de juger de l'importance des dépenses supplémentaires que les propositions des soumissionnaires sont susceptibles de nécessiter en cours de travaux et finalement d'une façon globale de leur validité. L'étude détaillée des différentes solutions proposées (procédé d'exécution et organisation du chantier) incombe à chaque entreprise.

C'est ainsi que la qualité des offres des entreprises et finalement l'économie finale de l'ouvrage, le respect de la sécurité et des délais d'exécution sont directement fonction de la qualité des études fournies par l'administration et du délai laissé aux entreprises pour établir leur proposition.

3-3 Les différentes méthodes de creusement :

Les principales méthodes de creusement utilisées actuellement sont communes à tous les types de tunnels avec bien entendu dans notre cas toutes les conditions propres aux tunnels urbains.

On distingue trois méthodes de creusements :

1. Méthode de creusement à pleine section.
2. Méthode de la demi section.
3. Méthode de la section divisée.

3-3-1 Méthode à pleine section :

Cette technique de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase, elle s'adresse essentiellement aux terrains stables lorsque la section à excaver n'est pas très importante (généralement inférieure à 12m^2), puisque dans le cas contraire la méthode nécessite un matériel plus performant et devient extrêmement coûteuse.

La rapidité de cette méthode facilite l'organisation du chantier, car elle permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.

Les déblais sont exécutés par tranche horizontale en commençant par le haut, l'inconvénient est que leur évacuation nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'accident de terrain sérieux (ex : accidents géologiques) cette technique requiert une adaptation très difficile.



Figure 3-1
Creusement en pleine section (tunnel de Tartaignille)

3-3-2 Méthode de la demi section :

Cette méthode est particulièrement conseillée pour les terrains hétérogènes de qualité moyenne (ex : résistance moyenne), elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille.

Généralement on creuse d'abord la demi section supérieure CALOTTE du tunnel qui peut atteindre 5 à 6 mètres de hauteur, une fois cette phase terminée on excave la demi section inférieure appelée STROSS.



Figure 3-2
Creusement en demi section

3-3-3 Méthode de la section divisée :

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un mauvais terrain qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi section.

Son application présente un inconvénient d'ordre économique, à savoir son coût très élevé et sa durée d'application relativement longue. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode. Il existe plusieurs variante de cette méthode on peut citer :

3-3-3-1 Méthode de la galerie de faite (Méthode belge française) :

Le principe de cette méthode consiste à exécuter rapidement la voûte pour protéger le chantier par-dessous et de terminer le revêtement par pieds droits.

Dans le cas d'un bon terrain on procède d'abord à l'exécution d'une galerie d'avancement de faible section (2.5 à 3 mètres de largeur et une hauteur variant de 2 à 3 mètres) à l'axe supérieur du tunnel étayé par des cadres métalliques. On procède alors à l'abattage de la calotte et à son soutènement progressif par cintres métalliques et l'exécution du revêtement de la voûte. Par la suite, le STROSS est creusé, pour permettre la mise en place et le revêtement des pieds droits.

Dans le cas des mauvais terrains, un tassement de la voûte est à craindre lors de l'abattage du STROSS. Pour faire face à cette éventualité, on exécute des fouilles blindées (micro pieux) à la base des pieds droits avant la mise en place du revêtement de la voûte.

3-3-3-2 La méthode des deux galeries :

La différence par rapport à la méthode belge française réside dans l'exécution de deux galeries une à l'axe supérieur et l'autre à l'axe inférieur relié par un puits pour permettre l'évacuation des déblais.

3-3-3-3 Méthode des trois galeries (méthode Allemande) :

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

3-3-3-4 Méthode contre voûtée (méthode Italienne) :

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 :

- ne créer en même temps que des vides de dimensions réduites
- les soutenir au plus vite.
- exécuter leur revêtement définitif dans la limite du possible.

Après l'exécution de la galerie de base, on met en place le radier, l'exécution de la voûte du radier précède celle des murs latéraux. La phase suivante consiste en l'excavation du rocher de la calotte, et l'exécution de la voûte.

Les travaux débutent par le creusement d'une galerie de faite, on procède alors à l'abattage du terrain de part et d'autre de la galerie.

3-3-3-5 Méthode de creusement à pleine calotte :

Cette méthode consiste à excaver une galerie de faite étayée par des cadres métalliques, précédant les abattages latéraux parallèlement à l'axe du tunnel. Ces abattages permettent de terrasser toute la voûte par travées de 1.60 mètres à 2.00 mètres de longueur, le soutènement est assuré par des cintres métalliques.

Lorsque les cintres sont complets, les étais peuvent être supprimés, cela permet l'intervention des gros engins (pour le marinage) et le bétonnage de la voûte. Après la construction de la voûte, la cunette de STROSS est terrassée, les piédroits abattus et bétonnés. L'exécution est achevée par le terrassement et le bétonnage du radier.

Cette méthode est exclusivement employée dans des conditions très difficiles, à cause de son coût très élevé et de son délai relativement lent.

3-4 Modes de creusement des tunnels :

Chaque terrain a ses propres caractéristiques d'où un mode de creusement approprié. Cette situation à pousser l'ingénierie à développer différentes techniques de creusements, ces techniques peuvent être séparées en deux catégories

1. L'exécution du creusement dans les terrains meubles.
2. L'exécution du creusement dans les terrains durs.

3-4-1 Exécution du creusement dans les terrains meubles :

On distingue

➤ La pelle hydraulique :

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

➤ Le Bouclier :

Ce type de machine ne peut s'adapter que dans des terrains meubles et aquifères, il comporte un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement qui doit être mis en place immédiatement après le passage du bouclier. Ce revêtement est constitué généralement de voussoirs préfabriqués.

Le bouclier joue en plus un rôle de soutènement provisoire, sa progression est assurée par des vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière.

Il convient de différencier les boucliers ouverts (à front libre) et les boucliers pressurisés (avec un soutènement du front).

➤ Les boucliers ouverts :

Ils ne sont utilisables que lorsque la stabilité du front de taille est assurée naturellement. Le creusement peut se faire avec abattage manuel, le bouclier ne constitue donc qu'un soutènement latéral et peut être équipé d'un système d'abattage, mécanisé (outil ponctuel, pelle, fraise montée sur un bras, voir un plateau rotatif à pleine section).

➤ Les boucliers pressurisés :

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

1. De l'air comprimé (bouclier à air comprimé).
2. Le plateau de taille lui-même (bouclier à pression mécanique).
3. Un liquide dense telle que la boue bentonitique mise sur pression dans la chambre d'excavation qui se fait, de façon mécanisée (bouclier à pression de boue)
4. Le marinage lui-même stocké dans la chambre d'excavation.

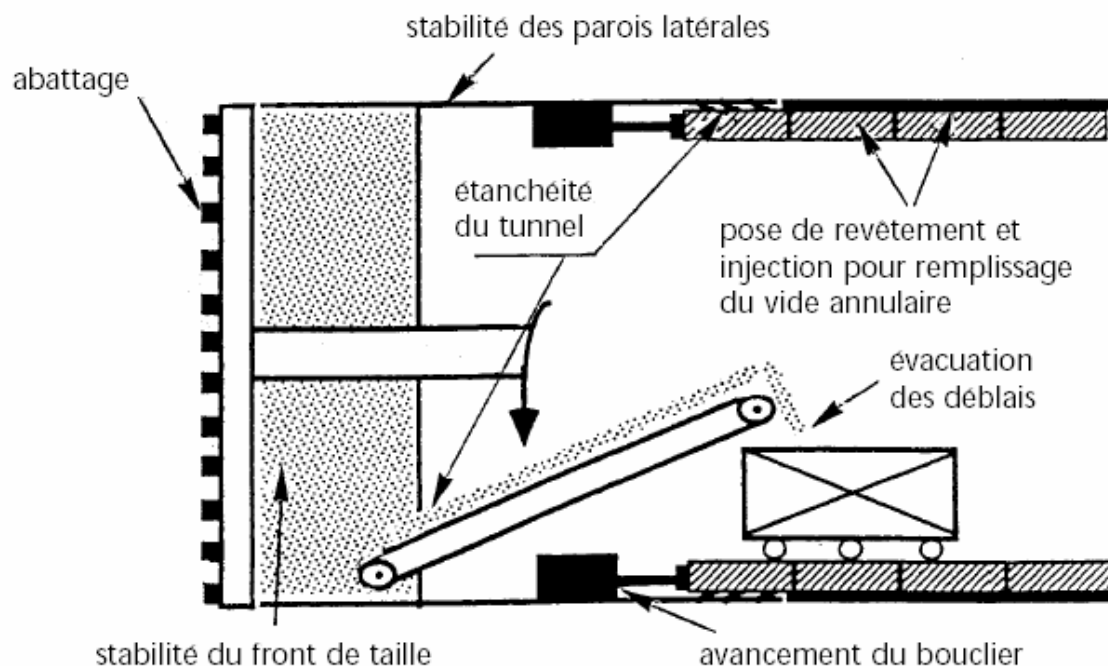


Figure 3-3
Fonctionnement d'un bouclier

3-4-2 Exécution dans les terrains durs :

On distingue :

3-4-2-1 Creusement mécanique :

On distingue deux types de machines à forer :

1.Machine à attaque globale T.B.M :

Ce type de machine permet d'attaquer le tunnel à pleine section. Elle est conçue uniquement pour des excavations circulaires.

Elle possède le plus souvent à l'avant un plateau circulaire rotatif égal à la section à excaver, le plateau appelé tête de forage, porte les outils de creusements.

➤ Avantages :

- Ne nécessite pas beaucoup de main d'oeuvre Rapidité d'exécution,
- Ne provoque pas d'ébranlement, ce qui entraîne une bonne tenue du terrain.

➤ Inconvénients :

L'inconvénient majeur de ce genre de machine est son coût élevé, Son utilisation exige une main d'oeuvre hautement qualifiée, Ne pas être amortissable que pour une longueur de tunnel assez importante.

2.Machine à attaque ponctuelle B.T.M :

Il s'agit d'une technique très fréquemment utilisée pour l'excavation des tunnels en roche de dureté moyenne. Elle permet de creuser n'importe quel profil de dimension variable elle est équipée d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout porté sur un châssis AUTOMOTEUR à roues ou à chenilles :

➤ Avantages :

- Cette machine peut terrasser une section de forme quelconque, le découpage est bien soigné sans sur profil.
- La technique d'abattage n'entraîne pas d'ébranlement.
- Sa dimension réduite par rapport à la section permet une observation continue du front de taille.

➤ Inconvénients :

- Un coût élevé, cependant plus avantageux que les T.B.M,
- Les têtes d'attaque s'usent trop rapidement et leur changement est relativement coûteux.

3-4-2-2 Creusement à l'explosif :

De manière générale, l'explosif en souterrain doit être utilisé comme un outil de découpage de la roche et non comme une "bombe". L'explosif ne doit être utilisé en site urbain que dans le cas où il s'avère strictement nécessaire. Son emploi produit des effets psychologiques défavorables pour la population avoisinante (bruits, fumées, vibrations. . .), et représente un risque de déstabilisation pour les édifices et services voisins, ce qui limite les horaires des volets engendrant ainsi une baisse de rendement du chantier.

3-4-2-2-1 Types d'explosifs :

En général on distingue deux types d'explosifs :

1. Les explosifs lents ou déflagrants telle que la poudre noire, sont mis à feu par simple contact d'une flamme. la vitesse de réaction est relativement faible et ils ne produisent aucun broyage du rocher.
2. Les explosifs brisants (violents). Leur vitesse de réaction est forte, leur mise à feu est assurée par des détonateurs.

3-4-2-2-2 Mise en oeuvre de l'explosif :

Avant la mise en oeuvre de l'explosif un plan de tir doit être défini afin de maîtriser le découpage du plan de tir et de limiter au maximum les effets de vibrations. Il comporte essentiellement les opérations suivantes :

- Détermination de l'emplacement des trous et de leur nombre exact,
- Calcul de la puissance d'explosion nécessaire,
- Décalage des détonations par micros retard.

Des trous de 1.5 à 4 mètres de profondeur sont forés dans le front de taille qui seront par la suite chargés avec des cylindres contenant un explosif conditionné. La détonation est amorcée par l'une des cartouches. Générant ainsi l'onde explosive provoquant la réaction en chaîne des cartouches.

➤ Avantages :

- Rapidité et efficacité d'exécution.
- Coût réduit.

➤ Inconvénients :

Provocation d'ébranlements dans le sol qui se propagent à la manière du séisme, susceptibles de provoquer des dégâts aux constructions avoisinantes.

3-4-2-2-3 Creusement à l'aide du ciment expansif :

Le ciment expansif est un éclateur non explosif pour les matériaux durs et compacts. Son rôle est de fissurer le matériau en petites quantités. Il se présente sous forme e ciment composé notamment de chaux vive.

➤ Principe :

Le principe d'action du ciment expansif consiste à développer une montée de pression à volume constant pouvant varier de 15 MPa à 60 MPa suivant les conditions d'utilisation. Quand cette pression devient supérieure à la résistance de traction les fissures s'amorcent puis se propagent dans le matériau jusqu'à rupture.

➤ Avantages :

- Découpage relativement précis.
- Pas de nuisance vis avis du bruit de vibration.
- Sans danger pour l'environnement.

➤ Inconvénients :

- Le facteur temps est plus important que dans les autres procédés.
- Main d' d'oeuvre hautement qualifiée.
- Coût élevé.

3.5 Conclusion :

Nous sommes dans le cas d'une excavation souterraine très particulière où le terrain affleure le toit des marnes et la faible longueur de celui-ci conduit à retenir un procédé d'excavation traditionnel. En particulier les méthodes de construction utilisées habituellement pour le creusement des tunnels de métro dans des conditions géologiques aussi difficiles que le bouclier à pression de terre, ne peuvent être retenue pour ce projet.

Il faudrait donc rechercher une méthode de construction aussi sûre que possible qui puisse être mise en oeuvre dans le cadre d'un projet du métro d'ALGER et qui permettra par ailleurs de garantir le maximum de sécurité contre les risques d'abaissement en surface et stabilité des édifices et ouvrages situés à proximité.

Une des solutions retenue, est le creusement du tunnel à l'abri d'une voûte parapluie, mais vu le contexte géologique elle paraît mal adaptée notamment vis à vis du risque d'atteindre les sables pendant le forage des trous de la voûte parapluie lorsque la couverture marneuse est très faible.

Les efforts transmis en pieds de cintre sont trop grand pour qu'une solution micro pieux puisse être mise en oeuvre il faut alors imaginer une structure à semelle continue, car même en admettant que la résistance sera suffisante, le tassement ne peut être admis.

Dans ces conditions il a été retenu le creusement du tunnel en section divisée, avec ouverture préalable de deux galeries de reconnaissances du tunnel (voir annexe).

Ce bloc de béton remplit l'espace de la galerie de reconnaissance, il rend impossible une déformation libre des barres plus particulièrement leur fléchissement, c'est pourquoi les réactions du terrain sous les pieds de cintres ne provoqueront pas d'affaissement des barres, par contre il est possible d'avoir une faible compression du béton.

NB : les éléments majeurs du mode d'exécution seront détaillés dans le Chapitre 4.

CHAPITRE 4 METHODES DE SOUTÈNEMENT

4-1 Introduction

4-2 Classification des soutènements

4-3 Types de soutènements

4-3-1 Béton projeté

4-3-2 Les boulons d'ancrages

4-3-3 Soutènement par cintres

4-3-4 Soutènement par voussoirs préfabriqués

4-3-5 Les voûtes parapluies (Technique de pré soutènement)

4-4 Soutènement selon la Nouvelle Méthode Autrichienne

4-5 Soutènement par amélioration des caractéristiques du sol

4-5-1 Drainages et rabattement de la nappe

4-5-2 La congélation

4-5-3 Traitement des terrains par Injections

4-6 Soutènement retenu pour le tunnel sous l'hôpital MUSTAPHA

4-6-1 Choix du soutènement

4-6-2 Injectabilité des sables

4-6-3 Méthode de réalisation du tunnel

4-1 Introduction :

D'une manière générale en terrain meuble (couche plastique, gravier, sable, vase...) le principal danger qu'entraîne le creusement d'un tunnel est un relâchement ou une relaxation des terrains le surmontant qui tendent à combler l'excavation en cours. Ce phénomène dénommé décompression se manifeste par un fléchissement des couches supérieures et des parois latérales.

Si ce phénomène, amplifié en présence d'eau, n'est pas contrôlé, il peut s'avérer dangereux pour le tunnel lui-même ainsi que pour le personnel qui y travaille, puisqu'il peut entraîner des éboulements localisés voire un effondrement total. De plus cette décompression se répercute plus ou moins rapidement jusqu'en surface et s'y traduit par des tassements qui ne peuvent qu'être préjudiciables pour les constructions existantes.

Afin de palier aux problèmes causés par la décompression du terrain et d'assurer la stabilité des parois de l'excavation contre d'éventuels risques d'éboulements pendant l'exécution des travaux de creusement, on a généralement recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui reprend les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol à court terme. Le soutènement définitif quant à lui intervient à long terme.

4-2 Classification des soutènements :

Les soutènements peuvent être classés suivant leur mode d'action en trois catégories :

1. Soutènements agissant comme support :

Dans ce mode de soutènement, la capacité de résistance propre du sol joue un rôle moins important par rapport aux éléments de soutènements. Nous citerons à titre d'exemples :

- Les cintres métalliques (lourds, légers),
- Les plaques métalliques assemblées,
- Les voussoirs en béton,
- Les tubes (voûte parapluie),
- Les boucliers.

2. Soutènement agissant par confinement du terrain encaissant :

Ce mode de soutènement permet au terrain de participer à sa propre stabilité, en développant sur la paroi de l'excavation des contraintes radiales de confinement. Les techniques les plus utilisées sont : Le béton projeté et les boulons d'ancrage.

3. Soutènement agissant par consolidation du terrain encaissant :

Dans ce cas il s'agit plus de techniques de traitement des terrains que de soutènement. Cela consiste à modifier les caractéristiques géotechniques propres du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même.

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

Les plus importantes de ces techniques sont :

- Les injections.
- La congélation.
- Le drainage.

NB : Compte tenu des interactions complexes qui se développent pendant les phases de réalisation entre le sol et l'ouvrage, on est souvent amené à combiner les différents procédés de soutènements pour assurer la stabilité des parois. Il s'agit généralement du boulonnage sous ses différentes formes associé au béton projeté et/ou aux cintre métalliques légers.

4-3 Types de soutènements :

4-3-1 Béton projeté :

L'utilisation du béton projeté en tant que mode de soutènement des tunnels s'est développée parallèlement à la Nouvelle Méthode Autrichienne. Cette dernière repose sur des concepts vagues mal définis qui ont évolué au cours du temps et il y a souvent identification entre soutènement par béton projeté et Nouvelle Méthode Autrichienne.

Il n'en demeure pas moins que le béton projeté avec une épaisseur généralement comprise entre 100 et 200 mm constitue un mode de soutènement de plus en plus répandu dont les principaux avantages sont la flexibilité et la facilité de mise en oeuvre.

La composition du béton projeté est d'abord celle d'un béton qui doit être pompable avant d'être projeté. C'est un mélange de sable, de ciment CPA 350 (Ciment portland artificiel 350 Kg de ciment lm³ de béton) et de gravillons (0 < 20mm). Le choix judicieux des accélérateurs et des additifs permet de trouver un compromis entre, d'une part, la rapidité de prise et une résistance suffisante au jeune âge et, d'autre part, les caractéristiques à long terme du béton.

Plusieurs pays ont édicté des règles ou recommandations relatives au béton projeté. L'incorporation de fibres métalliques ou de carbone (2 à 6 cm de longueur), dans le béton projeté est de plus en plus fréquente. Elle permet d'améliorer les qualités du béton projeté et de diminuer ses épaisseurs.

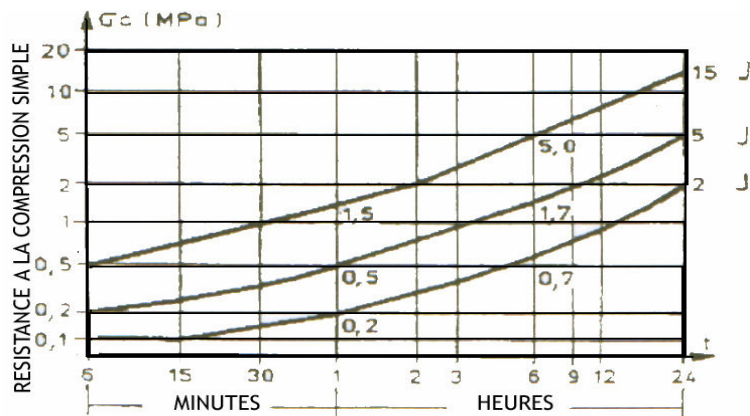


Figure 4-1 Spécifications autrichiennes relatives à la résistance à la compression simple du béton projeté dans son jeune âge (AUSTRIAN CONCRETE SOCIETY, 1990)

NB :

On utilise couramment des armatures de faible diamètre sur la paroi de l'excavation lorsque l'épaisseur du béton dépasse les 5 cm. On opte généralement pour les treillis soudés de maille 15 x 15 cm'.

4-3-1-1 Rôle du béton projeté :

Le béton projeté intervient essentiellement comme moyen de soutènement immédiat après l'excavation, seul ou associé à d'autres, mais il peut être également utilisé comme un revêtement qui protège la roche de l'altération par l'air ou l'humidité, colmate les fissures et cimente les blocs de roches instables.

4-3-1-2 Modes de projection du béton :

Il existe deux modes de projection du béton. La différence entre eux se situe dans la position de l'introduction de l'eau de gâchage du béton dans le circuit de mise en œuvre :

- L'une dite « par voie sèche » où le mélange est versé à sec dans le malaxeur puis refoulé très rapidement dans un courant d'air comprimé. En passant par la sortie, l'eau est incorporée au mélange et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface d'application,
- L'autre dite « par voie mouillée » où le mélange est gâché suivant les procédés traditionnels puis versés dans la machine à projeter, pour être évacué par la lance de refoulement grâce à un flux d'air.

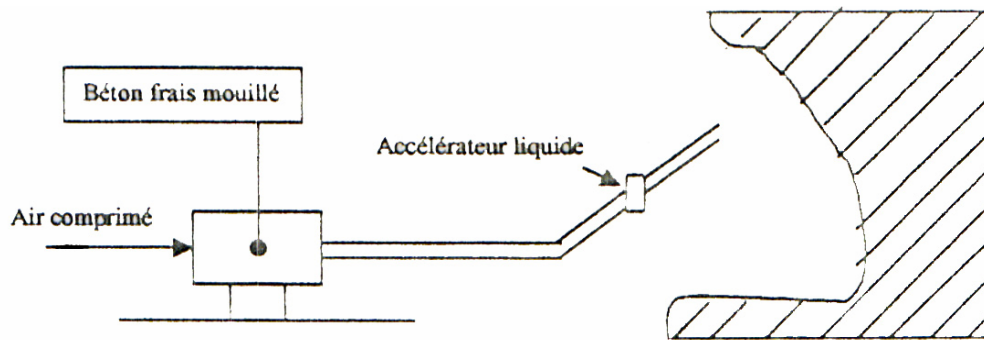


Figure 4-2
PROJECTION PAR VOIE SECHE

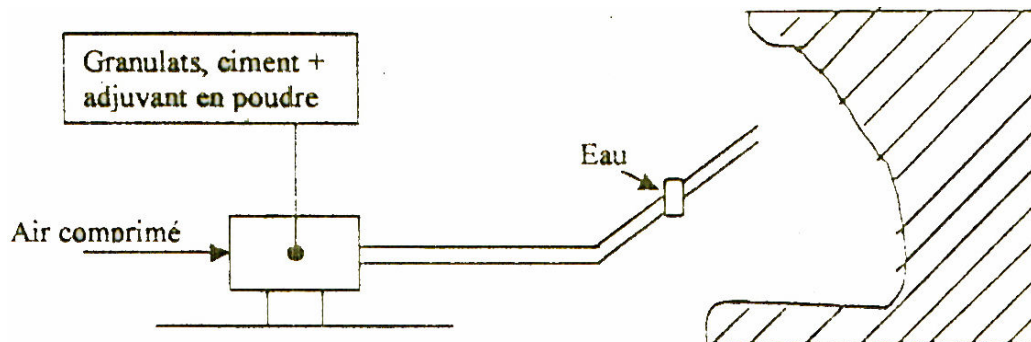


Figure 4-3
PROJECTION PAR VOIE MOUILLEE

4-3-1-3 Avantages et inconvénients du béton projeté :

Les critères de rapidité de mise en œuvre et de continuité du revêtement, font du béton projeté un procédé fréquemment utilisé dans les travaux souterrains, cependant il atteint ces limites techniques quand la venue des eaux excessive empêche sa mise en œuvre ou lorsque les sols hétérogènes provoquent l'apparition de grandes contraintes localisées.

NB :

On a longtemps préféré le mode de projection par voie sèche; dorénavant, la projection par voie humide est très répandue et ses avantages sont bien établis :

- Meilleur contrôle de la qualité, grâce à un meilleur contrôle du rapport ciment/eau ;
- Moindre rebond à la projection;
- Meilleure salubrité du chantier ;
- Technique plus économique.

4-3-2 Les boulons d'ancrages :

Le boulonnage est une technique de soutènement qui s'est développée d'abord dans le secteur minier puis dans le génie civil. Cette technique a permis de faire des progrès considérables dans les travaux souterrains. Les fabricants ont développé différents types de boulons qui peuvent être classés en quatre catégories principales :

- Les boulons à ancrage ponctuel mécanique. (Voir figure 4-3-2-A)
- Les boulons à ancragés répartis non mis en tension (boulons scellés au coulis de ciment ou à la résine). (Voir figures 4-3-2-B, C, D)
- Les boulons mis en tension puis injectés.
- Les boulons à friction du type Split Set ou Swelleg.

Ces différentes techniques de boulonnage ont des avantages et des inconvénients qui doivent être analysés pour choisir celle qui convient le mieux à une situation donnée. Les Principaux facteurs du choix sont :

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

Malfaçons à éviter lors du boulonnage :

1. Formation des trous :

Plusieurs malformations peuvent exister lors de l'implantation des trous, elles sont dues notamment à :

- Exécution de trous mal orientés.
- Forage avec des taillants trop grands ou trop petits.
- Exécution de trous à diamètre irrégulier.

2. Ancrage des boulons :

- Ancrage ponctuel :

Les coquilles d'expansion ont tendance à glisser dans le trou, provoquant des pertes de précontrainte. Ce glissement peut être instantané dans les mauvais terrains, où à long terme dans les terrains de plus grande cohérence. Des essais préalables sont donc à envisager pour y remédier.

- Ancrages repartis :

Des défauts lors du scellement peuvent exister, Ils sont généralement dus à :

- La mise en place trop rapide du boulon.
- Forages trop profonds ou introduction partielle du boulon.
- Utilisation de résine vieille ou de mortier gâché.
- Mauvais nettoyage des trous et des boulons.
- Mise en place d'un nombre insuffisant de cartouches de résine.

3. Pose de plaques d'appuis :

Il est fréquent dans la pratique que les plaques d'appuis soient mal posées où non serrées causant ainsi des pertes de précontrainte, en générale un boulon doit sortir d'environ 10 cm de la paroi à boulonner.

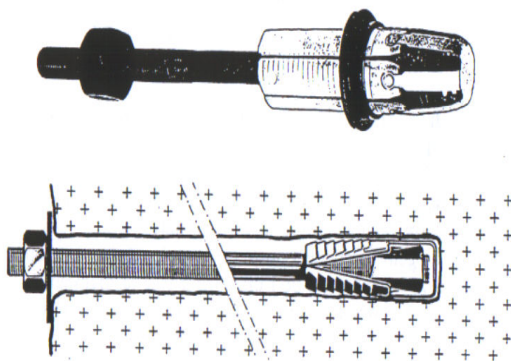


Figure 4-4

Boulons à ancrage ponctuel

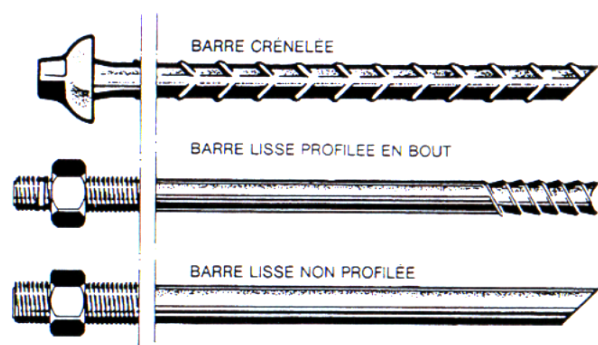


Figure 4-5

boulons à ancrage repartit

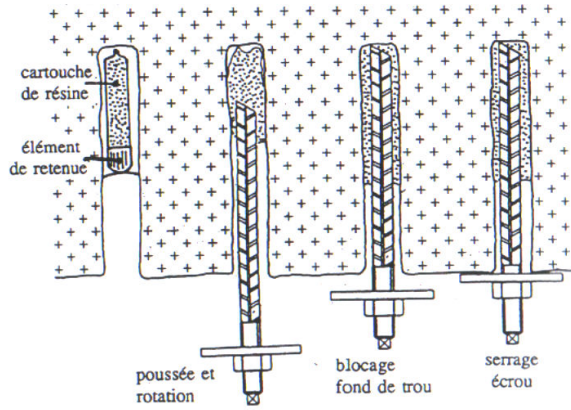


Figure 4-6
Mise en place d'un boulon à la résine

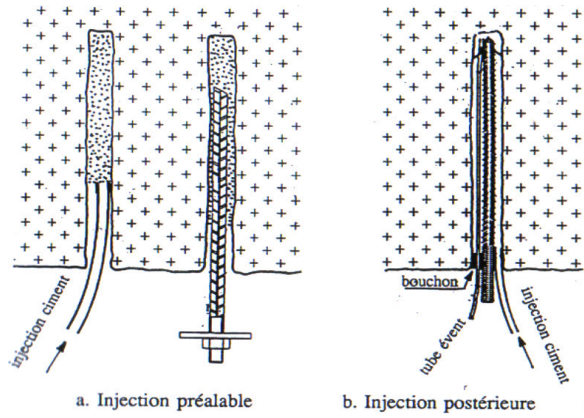


Figure 4-7
mise en place d'un boulon cimenté

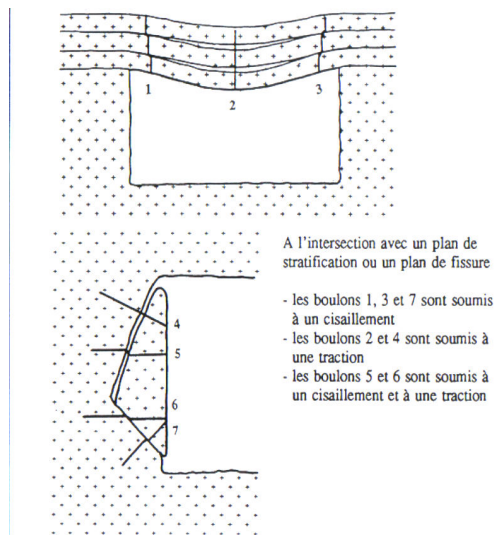


Figure 4-8
Rôle des armatures du boulonnage

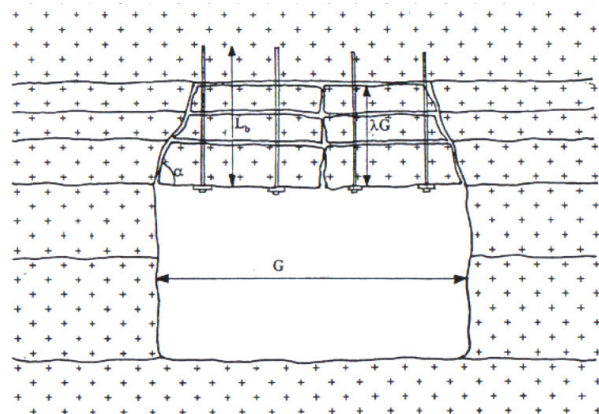


Figure 4-9
Soutènement par boulonnage porteur

4-3-3 Soutènement par cintres :

Le soutènement par cadres de bois a pratiquement disparu des travaux souterrains modernes à cause de leur encombrement, de leur mauvaise conservation en atmosphère humide et de la nécessité d'une main-d'oeuvre très spécialisée.

Le soutènement par assemblage d'éléments de profilés métalliques pré cintrés est un soutènement traditionnel des galeries souterraines aussi bien dans les galeries minières que dans les ouvrages de génie civil. On met en oeuvre des cintres à pieds verticaux, à pieds convergents ou des cintres circulaires.

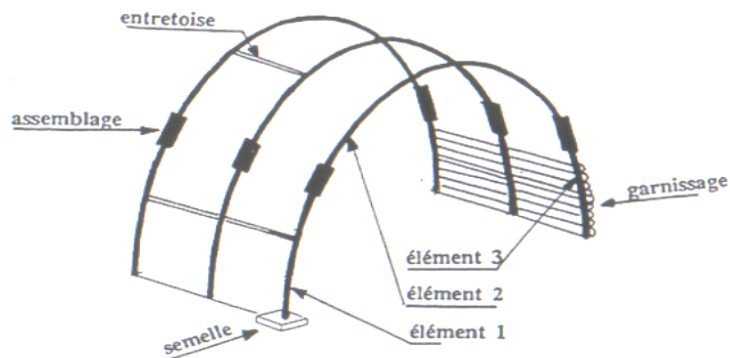


Figure 4-10

4-3-3-1 Le rôle des cintres :

Les cintres ont une double fonction, d'une part ils évitent la chute des pierres sans s'opposer à la convergences de la paroi, on les appelle « cintres de protection », et d'autre part ils ralentissent les convergences en attendant le revêtement définitif, ils sont alors appelés « cintres de soutènements ».

4-3-3-2 Types de cintres :

1. Les cintres en bois :

Ce type de cintre est rarement utilisé en raison des comportements et des caractéristiques cités ultérieurement. Cependant son emploi peut être recommandé dans les cas suivants :

- Les galeries de reconnaissances,
- rencontre imprévue de terrain très instable nécessitant une intervention immédiate,
- Renforcement provisoire lors de la répartition d'un ouvrage existant

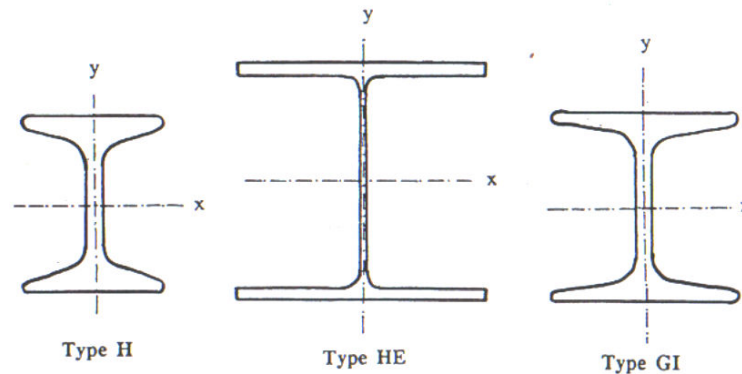
2. Les cintres métalliques lourds :

Ils sont utilisés comme cintres de soutènement ou de renforcement. Grâce à leur grande inertie, s'ils sont correctement appuyés et bloqués, ils peuvent ralentir considérablement la convergence du terrain encaissant. Cependant leur déformation est difficilement perceptible, ce qui fait qu'ils présentent toujours un risque de rupture brutale. Nous pouvons les classer en trois catégories :

a. Les profilés simples :

Ce sont des profilés courants de type IPN, IPE, HEA, HEB ou autres, ils peuvent être soit cintrés afin d'épouser la forme de la paroi, ou constitués d'une succession d'éléments droits suivant une ligne polygonale.

Figure 4-11



b. Les cintres à treillis :

Afin d'augmenter l'inertie du cintre nous pouvons faire appel aux profilés à treillis (Arcs à treillis), mais leur coût élevé fait qu'ils ne soient utilisés que dans tunnels de grande section.

c. Les cintres télescopables :

Lorsque le chantier est organisé de telle sorte que le revêtement définitif en béton est exécuté au fur et à mesure du creusement à une distance à peu près constante du front d'attaque et lorsque la mise en place et la récupération des cintres sont possibles avant bétonnage, il peut être économiquement intéressant d'utiliser des cintres, en nombre restreint afin de réduire au minimum le coût et le délai des opérations de pose et de dépose. C'est à cet objectif que répondent certains cintres dits télescopables.

Ces cintres comportent généralement 2 à 3 articulations (qu'on peut bloquer en position de travail), qui leur permettent de se replier, facilitant ainsi leur transport à travers les cintres en place pour être réutilisés au front de taille.

3. Les cintres métalliques légers :

Il se caractérisent par une capacité portante limitée et ont tendance à se déformer. Par contre leur faible poids rend leur maniement et leur mise en place beaucoup plus aisée qu'avec les cintres lourds.

Les cintres légers sont utilisés seulement pour ralentir la convergence. Ils sont généralement associés au béton projeté. On distingue deux types de cintres légers :

a. Les cintres coulissants :

Dans le cas des cintres coulissants la convergence des parois est retardée par le coulissement (contrôlé par un assemblage boulonné) des profilés métalliques d'un même cintre l'un contre l'autre. Les profilés sont disposés en recouvrement sur une longueur de 40 cm serrés à l'aide de deux anneaux de guidage.

Une fois que les efforts normaux supportés par le cintre sont supérieurs à la résistance au glissement (qui dépend de l'intensité du serrage des anneaux) le coulissement se produit permettant une légère expansion du terrain. Dans ce cas la convergence des parois de la galerie est seulement freinée.

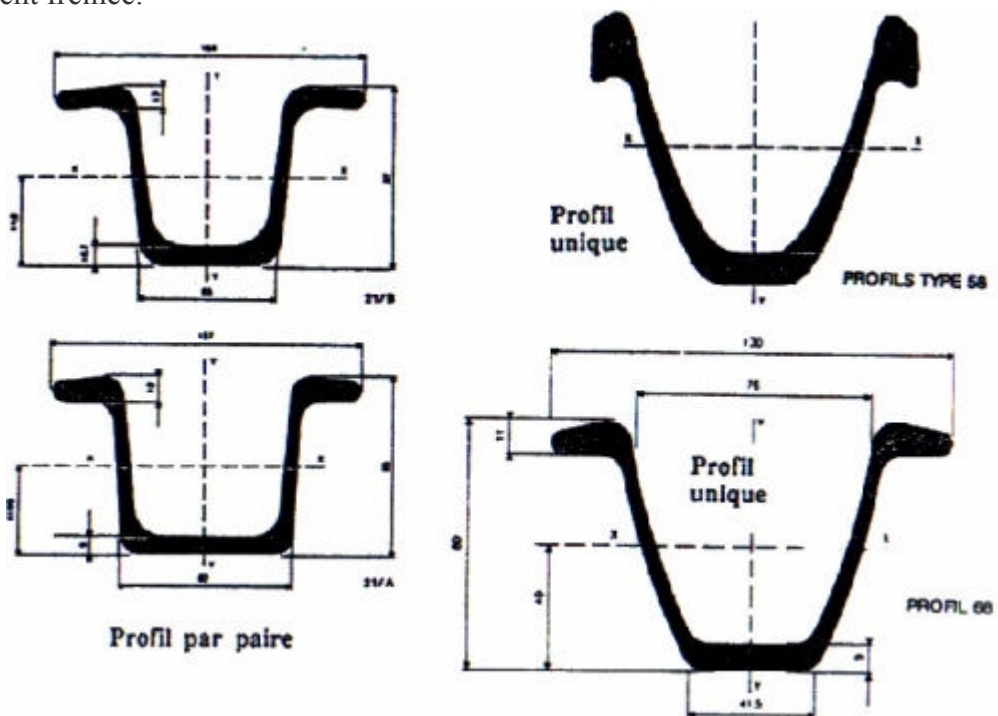


Figure 4-12

b. Les cintres en tôles (placardes) :

Ce sont des éléments de tôles nervurées de faible épaisseur et de poids réduit. Disposés dans le sens transversal de la galerie galbés au rayon de l'excavation et assemblés entre eux par boulonnage.

Ils peuvent être utilisés comme simple protection contre les chutes des blocs isolés, mais ils peuvent également participer au soutènement proprement dit lorsqu'ils sont bloqués au terrain par un garnissage au béton coulé en place.

4-3-3-3 Dispositifs complémentaires du soutènement par cintre :

L'entretoisement des cintres a pour objet essentiel d'assurer la rigidité longitudinale du soutènement et de s'opposer au flambement des cintres. Généralement l'entretoisement est assuré par des barres stabilisées en acier rond recourbées à leur extrémité pour être logés dans des tubes verticaux soudés le long de l'âme des cintres.

On a recours parfois à des plaques de garnissage en tôles pliées perforées ou non, placées longitudinalement et reposant sur l'extrados des cintres. Leur largeur peut varier de 20 à 30 cm et longueur peut être choisie entre 1.30 à 3 mètres suivant l'espacement des cintres.

4-3-4 Soutènement par voussoirs préfabriqués :

Les voussoirs préfabriqués en béton armé sont une succession d'anneaux constituant une paroi continue faisant fonction de soutènement et/ou revêtement définitif épousant le tracé envisagé.

Ce type de revêtement est particulièrement bien adapté aux tunnels creusés avec des boucliers mécanisés. Il assure alors d'une part l'appui de la machine et d'autre par le soutènement immédiat des parois. Le soutènement par voussoirs présente des avantages indéniables

- Une conception extrêmement souple des caractéristiques du revêtement qui permet de s'adapter au besoin spécifique de chaque chantier,
- Une rapidité de mise en oeuvre compatible avec des cycles de pose très courte (soutènement définitif et immédiat).

Les différents types de voussoirs :

On distingue les voussoirs pleins à surface lisse et les voussoirs alvéolés :

1. Les voussoirs alvéolés :

Sont les plus anciens, ils sont généralement assemblés avec des boulons.

2. Les voussoirs pleins à surface lisse :

Peuvent présenter de plus ou moins grandes poches en fonction de leurs systèmes d'assemblages (systèmes clavetés ou boulonnés).

NB : Le plus souvent lorsque les tunnels sont situés dans des couches perméables les voussoirs sont munis de gorges périphériques situées coté extradados, permettant le positionnement précis des joints d'étanchéité. Un bourrage par injection est prévu afin de combler les vides existants entre la paroi et l'extrados des voussoirs.

4-3-5 Les voûtes parapluies (Technique de pré soutènement) :

Les méthodes dites des « voûtes parapluies » permettent de soutenir une longueur beaucoup plus importante en avant du front de taille. Les voûtes sont constituées de colonnes horizontales réalisées au moyen de forages faits à partir du front de taille.

Les forages ont une inclinaison de 8° à 10° et les voûtes successives s'emboîtent comme des cônes avec un recouvrement généralement compris entre 1 et 3 mètres. Au fur et à mesure de l'avancement du front de taille, le soutènement est complété par des cintres lourds espacés de 1 à 3 mètres.

4-4 Soutènement selon la Nouvelle Méthode Autrichienne :

Elle est connue également sous d'autres noms comme « Participation du Terrain Stabilisé au Soutènement » ou encore « Méthode de Construction des Tunnels avec Soutènement Immédiat ».

Cette méthode est basée sur l'idée de permettre au terrain de se soutenir par lui-même, et ceci en limitant au maximum la décompression des terrains au voisinage de l'excavation et de tirer profit des caractéristiques mécaniques initiales du terrain. En lui apportant des moyens de soutènement supplémentaires tels que les boulons d'ancrages, Les couches de béton projeté et les cintres légers. Elle regroupe l'ensemble des méthodes modernes de soutènement par confinement. La procédure obéit généralement à l'ordre suivant :

- Purger le terrain et projeter une couche de béton dite « de sécurité ».
- Poser une première nappe de treillis soudé.
- Mettre en place les boulons d'ancrages.
- Enrober l'ensemble d'une deuxième couche de béton projeté, par couches successives de 3 cm environ.
- Poser une seconde nappe de treillis soudés noyés dans du béton projeté.

Cette méthode propose un soutènement continu et suffisamment souple afin de s'adapter sans dommages aux déformations du terrain jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint et que le terrain devient auto porteur.

4-5 Soutènement par amélioration des caractéristiques du sol :

Lorsqu'un tunnel rencontre des terrains difficiles, généralement meubles dépourvus de cohésion ou en présence d'une importante charge hydrostatique associée à une grande perméabilité du sol, provoquant des venues d'eau importantes, nous faisons appel généralement aux méthodes d'amélioration des caractéristiques du sol en place.

Le traitement a pour but d'améliorer les propriétés du terrain afin de procéder au creusement et au marinage dans des conditions classiques.

4-5-1 Drainages et rabattement de la nappe :

Lorsque le niveau de la nappe n'est pas trop élevé par rapport à l'excavation et que l'écoulement des eaux ne risque pas de désagréger le terrain, un drainage horizontal est suffisant pour permettre l'exécution des terrassements sans danger.

Pour faciliter l'assainissement du chantier, on place les puits aux points bas du profil en long. Par contre si la nappe se trouve à une hauteur importante au-dessus de l'excavation, il est nécessaire de procéder à son rabattement (abaissement du niveau jusqu'à l'endroit des travaux). Les méthodes de rabattement varient selon la perméabilité du terrain :

1. Dans les terrains à forte perméabilité (supérieure à 104 mls) des puits de 1,20 à 1,50 mètres de diamètre, espacés de quelques dizaines sont creusés et équipés de pompes de forte puissance.
2. Dans les terrains de perméabilité moyenne (de 10-2 à 1 04mls) des puits filtrants de 0,30 à 0,50 mètres de diamètre, espacés de quelques mètres. Ils sont forés et équipés de cubes à crépine entourés de gravier, afin d'empêcher l'entraînement des éléments fins, et des pompes immergées disposées à la base de chaque puits.

3. Dans les terrains à faible perméabilité de (10^{-4} à 10^{-6} m/s), on utilise des pointes filtrantes « WELL-POINTS » qui sont constituées de sonde de 5cm de diamètre et de 7 à 10 mètres de longueur l'eau du terrain par aspiration. Elles sont disposées à une très grande distance de l'ouvrage et espacées de un à plusieurs mètres.

4-5-2 La congélation :

La congélation du sol est, lorsque certaines conditions spécifiques se présentent, le meilleur moyen de traiter un terrain et ceci d'un point de vue tant technique qu'économique.

Son utilisation se résume dans les terrains où la circulation de l'eau n'est pas trop importante. Les pertes frigorifiques étant alors trop élevées, rendent la constitution d'un mur homogène et continue du terrain gelé impossible.

La circulation d'un fluide réfrigérant, généralement de l'Azote de moins de 196°C , abaisse la température autour des sondes enfoncées dans le sol. L'eau se transforme alors en solide de glace, ce qui entraîne la formation d'une couche homogène et étanche.

Par ailleurs la congélation s'accompagne d'un phénomène de gonflement du terrain lors du gel, de l'ordre de plusieurs centimètres et la décongélation provoque un tassement qui peut engendrer une dégradation visible en surface.

NB : Tous terrains qu'ils soient saturés d'eau ou non et quelles que soient leurs perméabilités où leurs consistances sont congelables.

4-5-3 Traitement des terrains par Injections :

Ce traitement consiste à faire pénétrer sous pression, dans les vides existants dans le sol (fissures ou espaces interstitiels) un produit liquide appelé coulis, de viscosité appropriée se rigidifiant après sa mise en place, entraînant une consolidation et une diminution de la perméabilité du terrain jusqu'à le rendre étanche. Il existe plusieurs types d'injection :

1. Injection de remplissage :

Ces injections sont destinées à combler les vides situés à l'arrière du revêtement. Elles contribuent à réduire les causes d'altération du terrain, à favoriser une bonne répartition des efforts dans la voûte et à éviter le desserrage du massif.

2. Injection de collage ou de serrage :

Elles sont exécutées après les injections de remplissage, pour parfaire la liaison du revêtement avec le terrain. Par rapport aux injections de remplissage, le coulis sera plus fluide et la pression d'injection plus élevée (Suivant la résistance du revêtement).

3. Injection de consolidation :

Pratiquée après les injections de remplissage et de collage, elles permettent d'améliorer les caractéristiques mécaniques du terrain.

NB : L'A.F.T.E.S (Association Française des Travaux En Souterrain), a établi un tableau définissant le domaine d'application des différents coulis.

4-6 Soutènement retenu pour le tunnel sous l'hôpital MUSTAPHA :

Nous exposerons (en annexe C) les différentes classifications des massifs rocheux proposés par divers chercheurs. De nos jours les méthodes les plus utilisées sont celles proposées par BIENAWSKI et par l'AFTES.

Nous utiliserons pour notre ouvrage les recommandations proposées par l'AFTES, qui prennent en considération plusieurs paramètres caractéristiques du terrain excavé et reposent sur une grande expérience en matière d'ouvrage souterrain.

Tunnel sous l'hôpital MUSTAPHA		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux			
				A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation	
Critères	Classes															
Altérabilité et gonflement Am2	Autres terrains															
discontinuités	Nb3 S3			•	•	□		•			□	X		X	X	
Comportement mécanique R _c =0.67 bars	R5a	□	•	□			•	•	•							
Couverture	σ ₀ Modérée	□			□											
Dimensions de la galerie D=10.7	D>10m		•	• Bo	•		X	Bo Rev				X				
Environnement	Sensibilité au tassement	□	Ci ou Pm	Bp	Bp	Bp	Act	X	Emf	Bcl		Inj				

SYNTHESE	□	• Ci ou Pm	□	•	□	• Act	X	Emf	Bcl	□	X		X	X
-----------------	---	---------------------	---	---	---	----------	---	-----	-----	---	---	--	---	---

Tableau 4-1

X : très mal adopté bien qu'éventuellement possible.

• : Particulièrement recommandé

□ : En principe possible

Ci : Avec cintres et éventuellement boulons

Bp : Avec béton projeté.

Act : Cintres actifs à vérins et éventuellement calages expansibles.

Bo : Avec boulonnage obligatoire

Inj : Injections de bourrages immédiats ou anneaux extensibles.

Bel : Avec bouclier.

Enf : Avec enfilage.

Pm : Pré découpage mécanique

4-6-1 Choix du soutènement :

Le soutènement de la demi section supérieure sera constitué de :

1. 5cm de béton projeté placé à l'avancement sur les parois excavées, y compris le front de taille,
2. De cintres types HEB 240 (Nuance E24) placés à l'avancement avec un espacement de 1 mètre,
3. D'une prévoûte en béton projeté entre les cintres de 15 cm d'épaisseur minimum, amé d'un treillis soudé.

Afin d'éviter un poinçonnement des marnes en fondations, les pieds de cintres doivent reposer sur une assise élargie. Nous avons opté pour une semelle filante (culée) en béton armé coulé dans les galeries de reconnaissances situer latéralement de part et d'autre de la section transversale.

NB : Le soutènement sera justifié ultérieurement par un calcul.

4-6-2 Injectabilité des sables :

Lorsque l'épaisseur des marnes en voûte est inférieure à 1 mètre il sera nécessaire de traiter préalablement les sables sus-jacents par injection pour leur donner une cohésion.

Avec une perméabilité inférieure à 10⁻⁶m/s, des injections de tels sables au coulis d'argile ciment sont inadaptées, et l'on devrait avoir recours à des gels de silice ou de résine dont la mise en oeuvre est difficile.

Bien entendu, dans les lits de sables plus graveleux, les injections de coulis de ciments sont possibles.

4-6-3 Méthode de réalisation du tunnel :

Le procédé de construction retenu, comprend les phases successives suivantes :

1. Travaux préliminaires :

- Excavation par cycle de creusement de deux travées demi section supérieure. Mise en place des cintres immédiatement après chaque creusement d'une travée, application du treillis soudé, béton projeté et bétonnage des longrines latérales en béton armé.
- Application d'une couche de béton projeté avec treillis soudé sur le front de taille supérieur
- Creusement de la demi section inférieure (2 travées). Mis en place des cintres de la demi section inférieure y compris radier provisoires immédiat application du treillis soudé et béton projeté.
- Application d'une couche de béton projeté avec treillis soudé sur le front de taille inférieur
- Une fois la longueur d'un plot dégagé retirer les engins vers l'arrière.
- Ferrailage et bétonnage du radier.
- Une fois le béton du radier suffisamment dur, ferrailer, coffrer et bétonner la voûte.

2. Phase I :

- Réalisation d'une rampe d'accès de 12% de pente en remblai sur une largeur suffisante permettant la circulation aisée des engins.
- Faire accéder la pelle ENMTP 9411 à la demi section supérieur et commencer les excavations par travée unique, dans un premier temps sur une longueur permettant à la pelle un travail aisé. Le marinage sera assuré par le TORO 150 D.
- Au fur et a mesure de l'avancement, par travée de 1 mètre placer le cintre et appliquer le treillis soudé et le béton projeté. Bétonner les longrines latérales.

3. Phase II :

- Consolidation préalable des sables fins au voisinage du tunnel lorsque l'épaisseur des marnes en voûte est inférieure à 1 mètre.

4. Phase III :

- La pelle ENMTP 9411 et le TORD 150 D sont maintenus en partie supérieure pour les travaux de la demi section supérieure. Différenciant ainsi un chantier indépendant.
- La rampe d'accès sera supprimée au moyen d'un autre engin, le TORD 400 D. Une deuxième pelle, la LIRHERR9942, est introduite pour les travaux de la demi section inférieure.
- **Demi section supérieure** : La pelle procède aux excavations, à raison de 2 à 3 travées d'avancement par cycle de creusement d'une travée. Le TORD 150 D assure le marinage vers la demi section inférieure. Mise en place des cintres immédiatement et application de béton projeté. Bétonnage des longrines latérales, la demi section supérieure pourra prendre autant que d'avancée que le permettent les contraintes du chantiers.
- **Demi section inférieure**: Avancement des travaux de creusement à raison de 2 à 3 travées excavées par étape mise en place des cintres de la demi section inférieure y compris radier provisoire immédiat. Application de béton projeté avec treillis soudé, la demi section inférieure sera arrêtée lorsqu'on atteint au plus 3 plots d'excavés.
- Retirer la rampe d'accès au radier, procéder au ferrailage et bétonnage de celui-ci.
- Ferrailer, coffrer et bétonner la voûte.

Remarques :

- Lorsqu' un front est arrêté, on applique une couche de béton projeté sur celui-ci a fin de le confiner.
- Une pente en remblai à 12% est réalisée entre le niveau fini du radier et celui des excavations pour permettre au TURO 400 1) de procéder au marinage vers le puits EMAL
- La voûte pourra être bétonnée après le bétonnage de deux radiers consécutifs .si cela permet une meilleure organisation des travaux.

5. Phase IV:

➤ **Demi section supérieure** :

Le chantier demi section supérieure peut avancer aisément tel que décrit en phase II. Avec toute fois par précaution, s'assurer d'une alimentation continue en matériaux et cintres.

Les déblais seront évacués vers la demi section inférieure ou stockés dans la demi section supérieure si les conditions ne le permettent pas.

➤ **Demi section inférieure :**

Les excavations étant arrêtées, on retire la rampe d'accès au radier pour préparer les travaux de bétonnage. Mise en place des cadres d'armatures et bétonnage du radier. Une fois le béton du radier durci, on réalise une nouvelle rampe d'accès et les travaux d'excavations de la demi section inférieure peuvent reprendre.

CHAPITRE 5 EVALUATION DES CHARGES

5-1 Introduction

5-2 Types et origines des poussées souterraines

5-2-1 Poussées de détente

5-2-2 Poussées géologiques (Poussées souterraines réelles)

5-2-3 Poussées de gonflement

5-3 Différentes méthodes de détermination des pressions souterraines

5-3-1 Evaluation des pressions verticales σ_v

5-3-2 Evaluation des pressions horizontales σ_h

5-3-3 Evaluation de la pression agissant au niveau du radier

5-3-4 Evaluation de la pression hydrostatique

5-3-5 Charges et surcharges utiles

5-4 Calculs des charges agissant sur le soutènement du tunnel

5-1 Introduction :

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

Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est à dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte étant supposé connu, par les méthodes de calcul de ces ouvrages souterrains.

Ainsi la complexité du problème de détermination des actions agissant sur des ouvrages, certaines hypothèses simplificatrices ont été émises :

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope,
- La déformation est bidirectionnelle,
- Les actions extérieures considérées sont dues au poids des terres sus-jacentes.

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel.

Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes il existe de nombreuses méthodes et de formules empiriques qui souvent sont notablement différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons quelques-unes d'entre elles dans ce chapitre.

5-2 Types et origines des poussées souterraines :

Un ouvrage souterrain est soumis à trois types de poussées :

- Poussées de détente ou de dislocation: dues au détachement des masses de roches de la calotte engendré par la décompression du massif rocheux.
- Poussées géologique : dues au poids des couches situées au-dessus de l'excavation.
- Poussées de gonflement : due à une augmentation du volume des roches.

5-2-1 Poussées de détente :

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression (détente) du sol.

En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, la masse de roche située au-dessus de l'excavation marque une tendance à l'affaissement et si le haut de l'excavation est démunie de soutènement, ceci provoquera le détachement progressif d'un coin du rocher de la masse principale.

Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des pieds droits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle α .

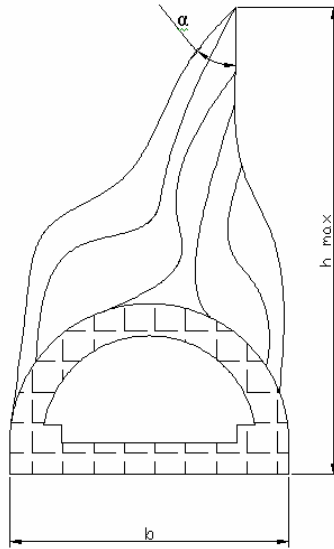


Figure 5-1
Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation

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

$$h_{\max} = \frac{h}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} \cong \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

- b : ouverture de l'excavation
- φ : angle de frottement interne
- α : angle au sommet du profil d'équilibre
- h : hauteur de couverture

5-2-2 Poussées géologiques (Poussées souterraines réelles) :

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavations dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les pieds droits.

Le processus de mouvement suscité par les travaux d'excavation débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des pieds droits. La pression atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finisse par dépasser la résistance à la compression simple de la roche. Les parois latérales commencent à flamber en diminuant leur résistance aux charges extérieures.

5-2-3 Poussées de gonflement :

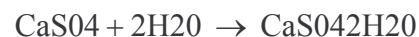
Enfin c'est dans quelques roches argileuses ou délitées, que nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine. Cette poussée peut être

- Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eau interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par apport d'eau.

Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau, se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifeste sur les parois de la cavité.

- Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates.

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



Après avoir exposé les diverses formes de pression souterraine, nous allons passer à l'étude des méthodes de calcul des pressions qui nous permettront par la suite de dimensionner notre tunnel.

5-3 Différentes méthodes de détermination des pressions souterraines :

5-3-1 Evaluation des pressions verticales σ_v :

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidement. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain.

Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel. Dans ce cas on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur.

Par contre dans les terrains résistants, la zone de détente est indépendante de la profondeur de l'ouvrage. Dans ce cas on utilise des méthodes qui ne tiennent pas compte de la profondeur du tunnel.

Nous aborderons dans ce qui suit quatre de ces méthodes :

1. Théorie de TERZAGHI :

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux sec et sans cohésion cependant sa validité a été étendue aux terrains cohérents.

TERZAGHI admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplacera déjà lors de l'excavation et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement.

Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition.

Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ agissant le long des plans de glissement.

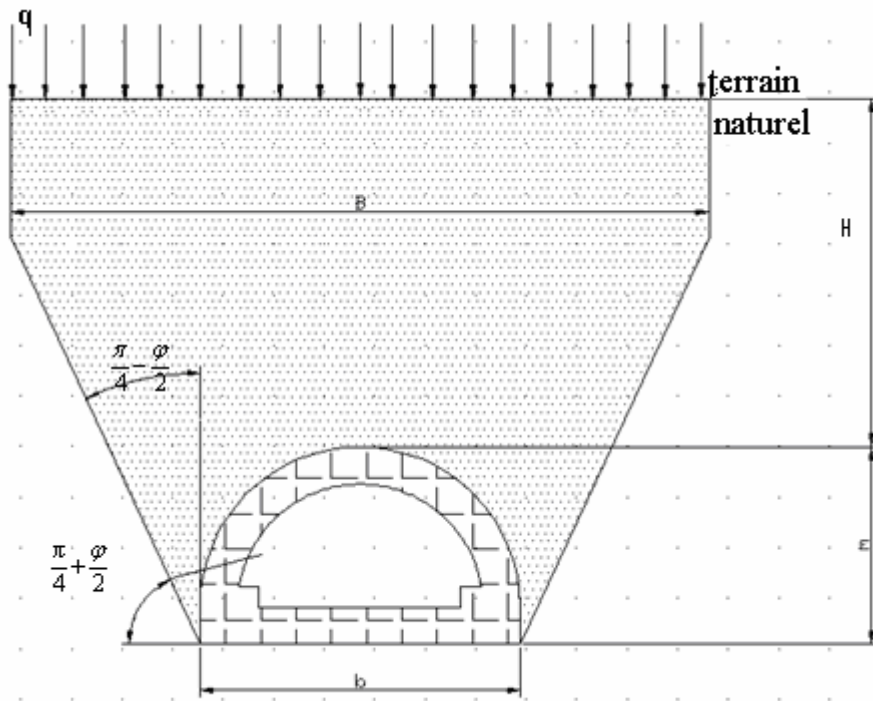


FIGURE 5-2
Hypothèses de base de la théorie de la poussée souterraine de TERZAGHI

q : La surcharge en surface.

H : La couverture de terre.

m : La hauteur de l'excavation.

b : La largeur de l'excavation.

Avec : $B = b + 2 m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

La contrainte verticale est donné par :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K\operatorname{tg}\varphi} \left[1 - e^{\frac{-(2KH\operatorname{tg}\varphi)}{B}} \right] + qe^{\frac{-(2KH\operatorname{tg}\varphi)}{B}}$$

K : Coefficient de poussée active généralement égale à 1.

2. Théorie de BIERBAÜMER :

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de roche délimité par une parabole de hauteur $h = \alpha H$ et que le massif aura tendance à glisser suivant un angle de

$$\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

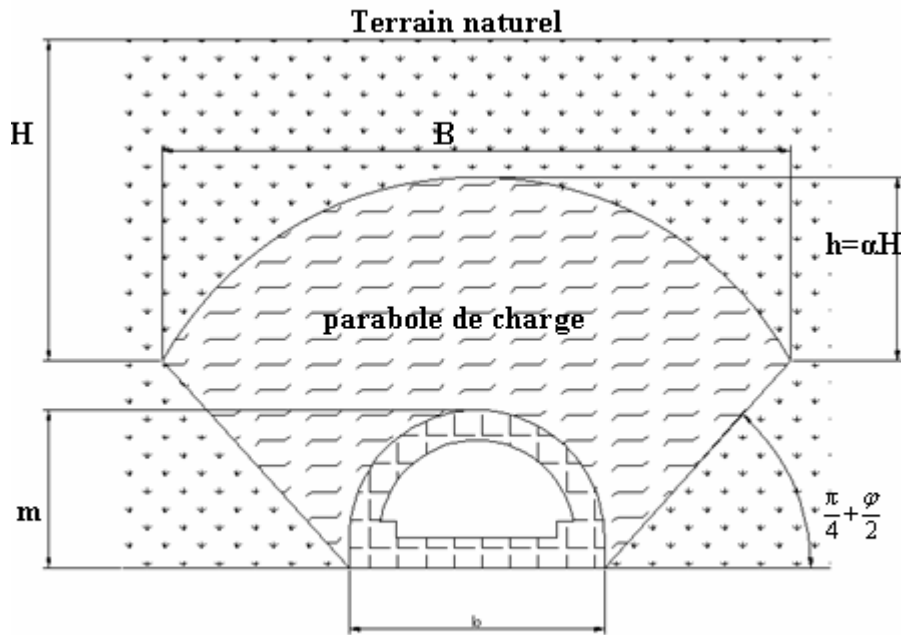


FIGURE 5-3

Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER

La contrainte verticale est égale à : $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$

Avec :

H : Couverture du terrain.

h : Hauteur de la parabole de charge.

α : Coefficient de réduction.

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{Si H est faible (H < 15m)} \\ 1 - \frac{H \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} & \text{Si } 15\text{m} \leq H \leq 200\text{m} \\ \operatorname{tg}^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Si H très grand (H > 200m)} \end{cases}$$

$$B = \begin{cases} b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Section fer a cheval rectangulaire} \\ 2Rtg\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4}\right) & \text{Section circulaire} \end{cases}$$

B : Rayon de la section circulaire de la parabole de charge

NB :

La théorie de **BIERBAUMER** est applicable aux tunnels situés à une grande profondeur.

3. Théorie des poids des terres :

Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharges se trouvant au-dessus du tunnel.

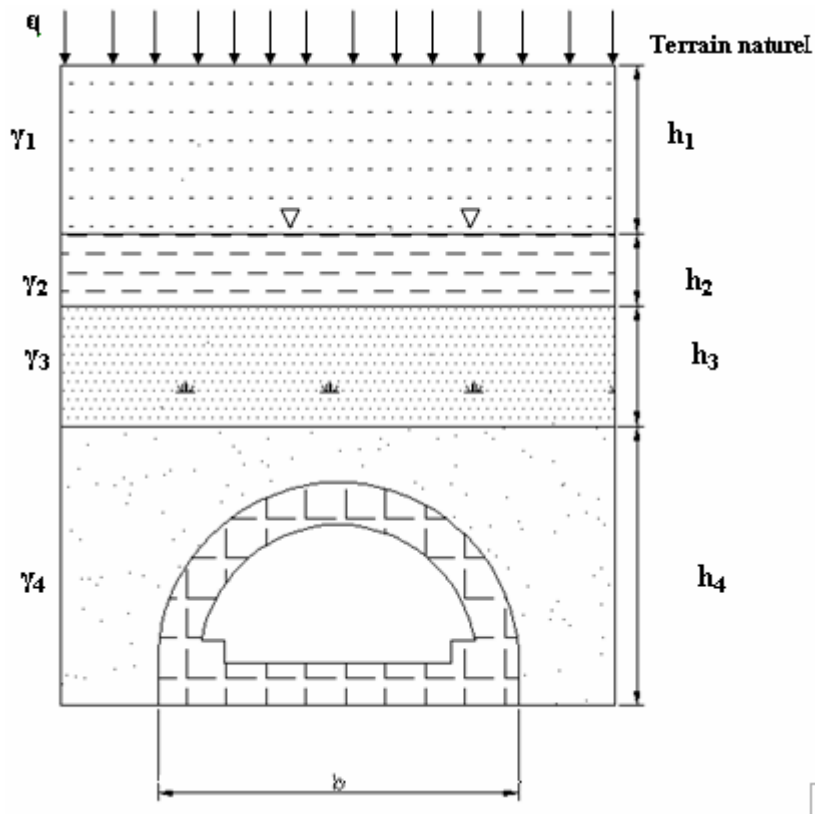


Figure 5-4
Théorie des poids des terres.

NB : cette méthode est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage.

4. Théorie de PROTODIAKONOV :

PROTODIAKONOV a basé ses recherches sur la définition statique d'une voûte naturelle située au-dessus du terrain excavé, de forme parabolique et de hauteur h_p et dont l'équilibre est assuré par les seuls efforts de compression agissant tout le long.

La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma h_p \quad \text{Tel que: } h_p = \frac{B}{2f}$$

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

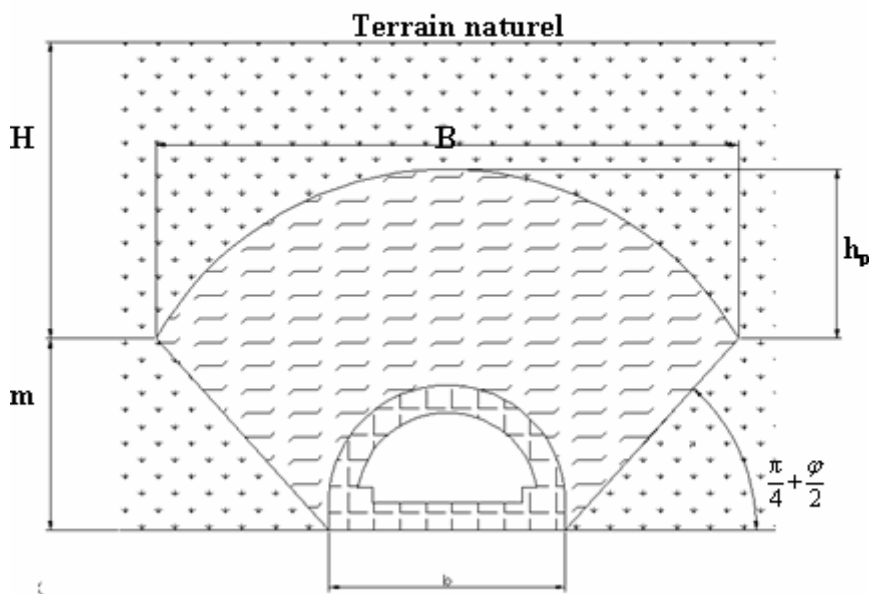


FIGURE 5-5
Théories de PROTODIAKONOV

f : coefficient de résistance calculé pour différents terrains.

$f = \begin{cases} \text{tg}\varphi \\ \text{tg}\varphi + \frac{C}{\sigma_c} \\ \frac{\sigma_k}{100} \end{cases}$	Sol granuleux
	Sol cohérent (R_c : résistance à la compression)
	Sol rocheux (σ_k : résistance de dureté de la roche)

Catégorie	Degré de résistance	Résistance à la rupture σ_k (Kg f/cm ²)	Coefficient de résistance f	Angle de frottement inters °
I	Résistance Supérieure	2000	20	87
II	Roches très résistantes	1500	15	85.5
III	Roches de bonne tenue	900	8	82
IV	Roches assez résistantes	550	6	75
V	Roches de résistance moyenne	350	3	70
VI	Roches assez inconsistantes	200	1.5	65
VII	Roches inconsistantes	200 à 150	1	50
VIII	Terrains meubles	200 à 150	0.6	30

Tableau 5-1 Coefficient de résistance des roches « f »
d'après PROTODIAKONOV

Remarques :

L'expérience a démontré que les résultats de la théorie de **PROTODIAKONOV** sont surtout satisfaisantes pour des profondeurs telle que :

$$\frac{b}{2f} < H < \frac{b}{f}$$

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

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

5-3-2 Evaluation des pressions horizontales σ_h :

Bien que le but principal soit la détermination de la pression en clé de voûte c'est-à-dire la pression verticale, il n'est pas moins capital de connaître la grandeur des pressions latérales dont on a également besoin pour le calcul du profil.

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendré par la déformation. L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique.

Nous aborderons dans ce qui suit quelques méthodes qui nous permettront d'évaluer ces pressions.

1. Théorie de TERZAGHI :

Selon TERZAGHI la poussée peut être calculée approximativement par la formule :

$$\sigma_h = \begin{cases} 0.3\gamma(0.5m + h_p) & \text{Pour le cas général.} \\ \gamma H \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Pour les terrains granuleux ou ébouillis.} \\ \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} & \text{Pour les roche de bonne tenue.} \end{cases}$$

h_p : étant la hauteur du noyau de détente.

ν : coefficient de pression.

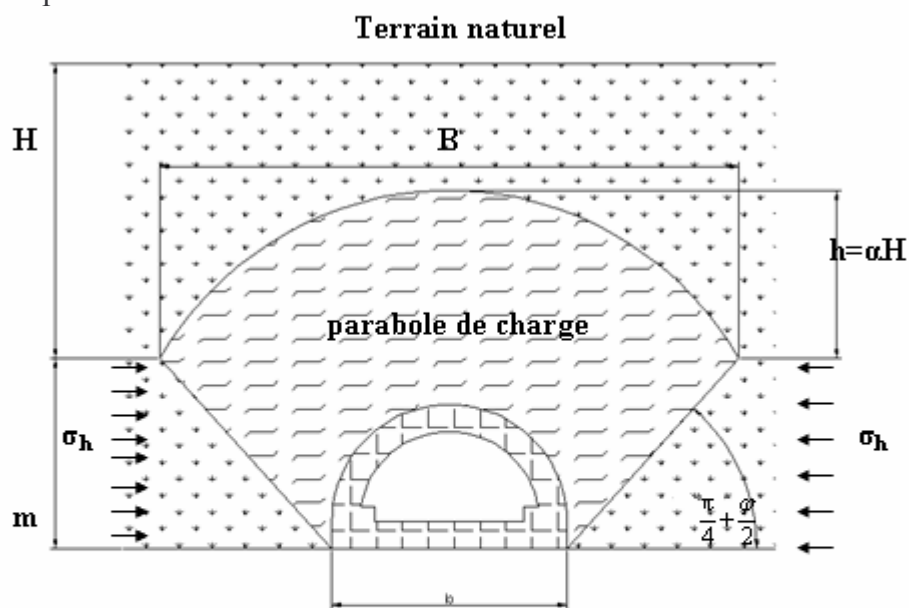
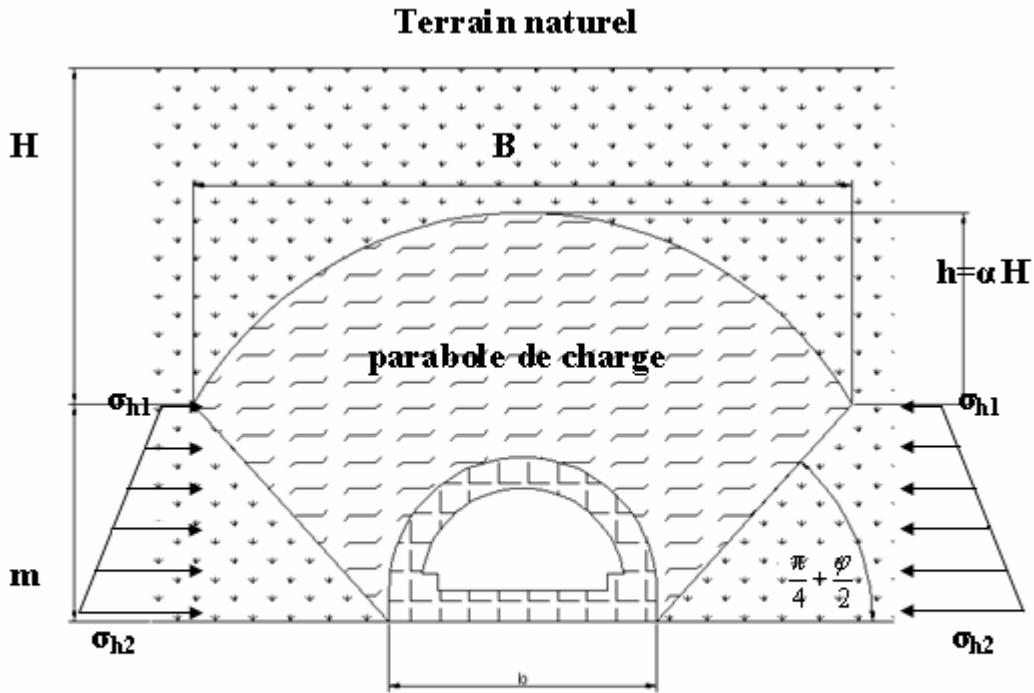


Figure 5-6
Théorie de TERZAGHI

2. L'expérience soviétique :

La base de cette expérience est que la poussée latérale soit être prise en considérant comme une répartition trapézoïdale. Sa grandeur devra être déterminé en fonction de deux valeurs extrêmes au niveau de la calotte ainsi qu'au niveau du radier.



La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_p \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_p + m) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec : $h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi}$

3. Théorie de PROTODIAKONOV :

La contrainte horizontale d'après **PROTODIAKONOV** est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

$$\sigma_h = \gamma m t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[\frac{2}{3 t g \varphi} b + m t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{m}{2} \right]$$

4. Méthode de COULOUMB-RANKINE :

Ces deux chercheurs admettent que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

➤ Au niveau de la calotte :

$\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$ A court terme, (C'est le cas du soutènement provisoire).
 $\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$ A long terme, (C'est le cas du revêtement définitif).

Avec : σ_v : Contrainte verticale de **TERZAGHI**.

$K_a = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ Coefficient de poussées actives.
 $K_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 X_2 X_3$ Coefficient des terres au repos

Où :

- X_1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.
- X_2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain.
- X_3 : Coefficient rhéologique.

Nature du terrain	X1	X2	X3
Remblais	1.00	1.00	1.00
Argile	0.70	1.00	0.50
Sable	1.00	1.00	1.00
Marne	0.70	1.00	0.70

Tableau 5-2 théories de COULOUMB-RANKINE

➤ Au niveau du radier : $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

Tel que : $\sigma_{h2} = m \gamma t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

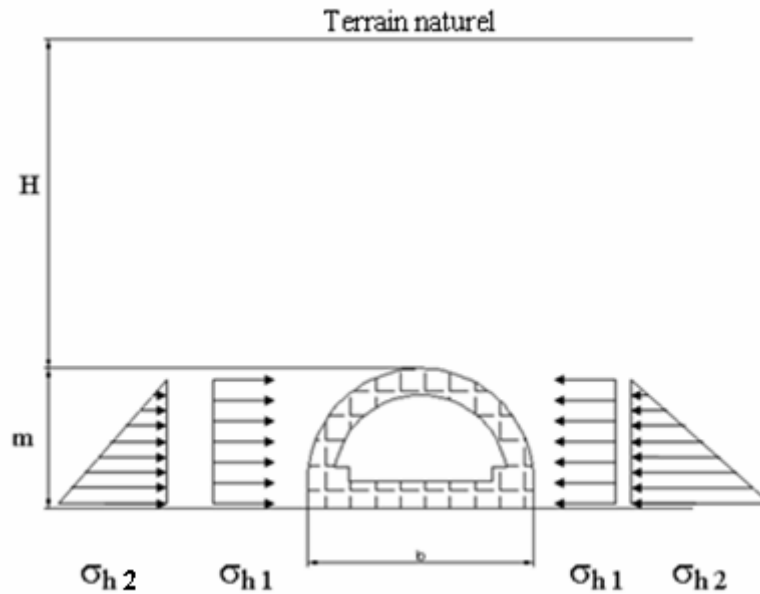


Figure 5-8
Méthode de COULOMB-RANKINE.

5-3-3 Evaluation de la pression agissant au niveau du radier :

La poussée géologique et la poussée de gonflement se manifestant aussi bien au radier qu'aux pieds droits. Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains inconsistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et dans les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous le radier.

Si les contraintes géostatique ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décomprimée peut intéresser un grand volume et entraîner le fluage du terrain de bas en haut vers l'intérieur de la galerie.

Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous en exposerons deux des plus importantes méthodes à savoir celle donnée par **TSIMBAREVITCH** et celle donnée par **TERZAGHI**.

1) Méthode de TSIMBAREVITCH :

Ce chercheur se base sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée. Il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée des terrains situés sous l'évidement.

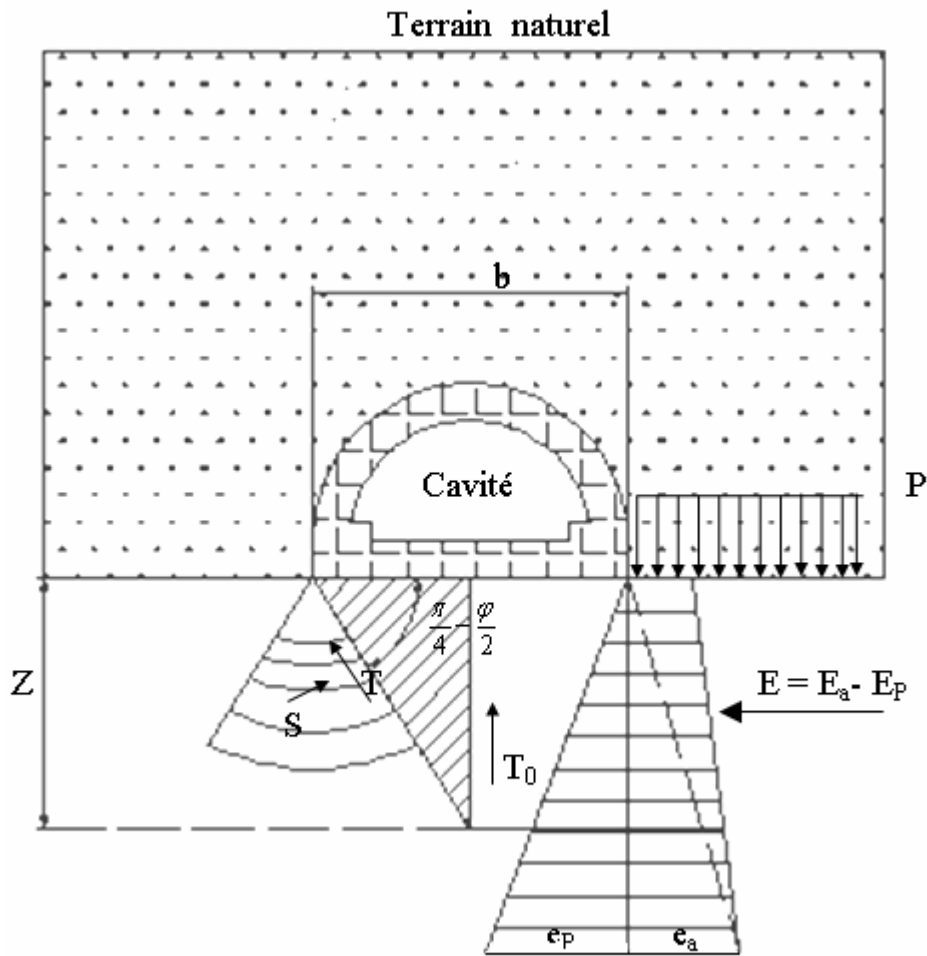


Figure 5-9
Calcul des poussées au niveau du radier d'après
TSIMBAREVITCH.

La profondeur Z , où $e_a = e_p$ est égale à :

$$Z = \frac{PK_a - 2C(\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma(K_p - K_a)}$$

La valeur de la poussée des terres sera : $e_a = (P + \gamma Z) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Simultanément à la même profondeur Z , la grandeur de la butée des terres (Poussée passive) sera :

$$e_p = (\gamma Z) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec: $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ Coefficient de poussée.

$K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ Coefficient de butée.

$p = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q_i$ Coefficient des terres.

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

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma Z}{2} (Z + 2H) \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma Z^2 \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

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

$$T = E \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \qquad S = E \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts provoquée par des efforts venant des deux côtés on obtient une résultante T_0 :

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La résultante T_0 exerce son action dans l'axe central et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une sur charge q soit par une forme en contre voûte du radier, la charge « q » doit être répartie sur une longueur « Y » calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{Z}{\text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Ainsi la contrainte provoquée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z} \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Vérification du non soulèvement :

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

$$\frac{T_0}{Y} \leq \left[\frac{4C}{(1 - \sin \varphi)} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$$

2) Méthode de TERZAGHI :

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

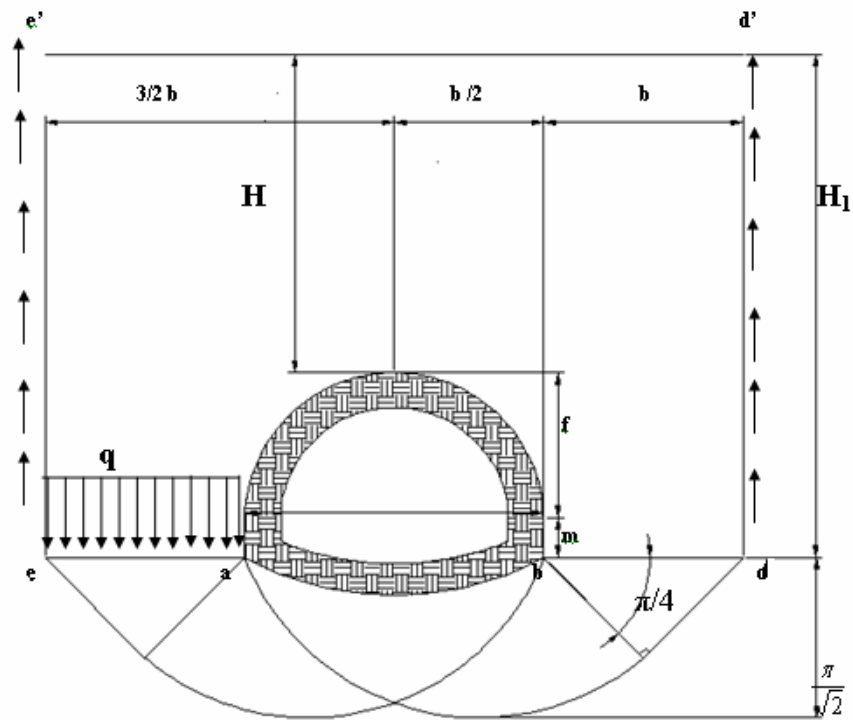


Figure 5-10
Calcul des poussées au niveau du radier d'après TERZAGHI

Pour un terrain à cohésion parfaite où $C \neq 0$ et $\varphi = 0$, l'effort agissant sur le plan (ae) vaut :

$$Q_0 = \left(\frac{b\gamma}{2} \right) \left(3H_1 - m - \frac{2f}{3} \right) - H_1 C$$

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

$$Q = P_{\max} b = (2 + \pi) C b$$

La sécurité sera donc exprimée par le rapport suivant :

$$n = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2C(2 + \pi)}{\gamma \left[H_1 \left(3 - \frac{2C}{b\gamma} \right) - \frac{2f}{3} - m \right]} \geq 1.3 \text{ à } 1.5$$

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

$$Q_0 = \left(A + \frac{b}{2} \right) H_1 \gamma - \frac{bm\gamma}{2} - \frac{bf\gamma}{3} - \frac{\gamma}{2} H_1^2 \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \text{tg}\varphi$$

Avec: $A = H_1 \text{tg}\varphi \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{b}{H_1} \left(H_1 - m - \frac{2f}{3} \right) > 0$ (Largeur de la zone ae)

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

$$Q = A^2 \gamma n_0$$

Où n_0 est le coefficient de résistance empêchant le glissement du terrain qui en fonction de φ , peut être tiré du tableau ci-dessus :

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

Tableau 5-3-3-2 Coefficient de résistance n_0 en fonction de φ .

NB :

Si $A=0$: la sécurité vis à vis du glissement du radier sera inexistante, il faudra donc prendre le soin de mettre en place un étayage une charge d'équilibre appropriée.

5-3-4 Evaluation de la pression hydrostatique :

Lorsque le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée généralement le long de la ligne moyenne du revêtement.

Il est souvent commode de décomposer ces poussées en deux termes :

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

NB : lorsqu'il y a lieu de prendre en compte les charges hydrostatiques toutes les autres charges décrites dans les paragraphes précédents doivent être évidemment calculées à partir du poids déjaugé des terrains dans la nappe.

5-3-5 Charges et surcharges utiles :

1. Charges intérieures :

Les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieur d'un tunnel sont en général négligeables par rapport à la poussée des terrains. C'est la raison pour laquelle, à l'exception d'ouvrages soumis à de fortes pressions intérieures (comme les galeries d'eau sous pression, réservoir de gaz souterrain) les charges intérieures ne sont habituellement pas prises en considération, et cela d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire à celui des charges extérieures.

NB: Du point de vue de la sécurité du dimensionnement c'est donc l'ouvrage vide qui représente l'état dangereux.

2. Charges extérieures provenant de la surface du terrain :

Les charges provenant du poids des bâtiments et des véhicules circulant à la surface peuvent avoir une certaine influence sur le dimensionnement. Cependant, ils ne doivent être pris en considération que s'il s'agit de tunnels construits à faible profondeur.

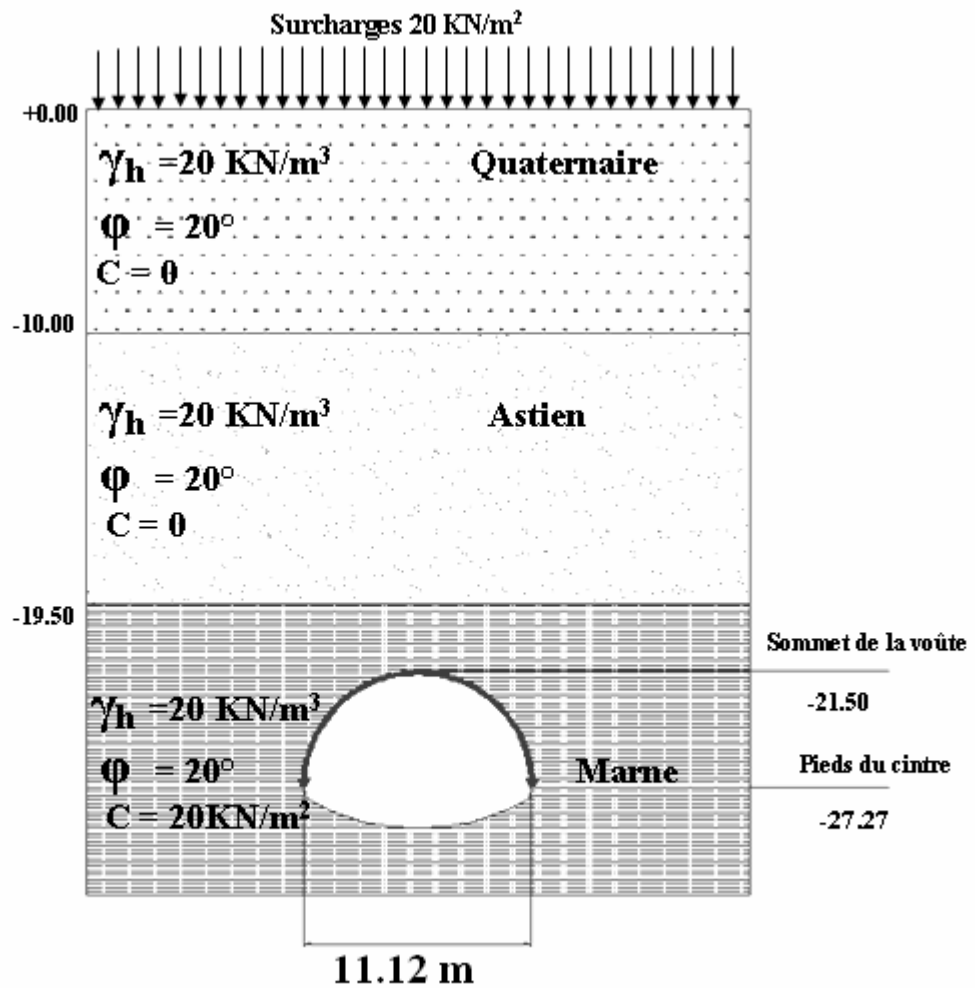
5-4 Calculs des charges agissant sur le soutènement du tunnel :

A. Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement en demi section supérieure du tunnel :

Le calcul de la charge verticale active a été fait à l'aide de la coupe géotechnique donnée ci-dessous. Les valeurs numériques de celle-ci sont issues de la note de synthèse géologique et géotechnique citée au « Chapitre 2 ».

Pour les tunnels peu profonds, on considère usuellement qu'il se forme une voûte de décharge au-dessus du tunnel délimitant un volume de terrain dont le poids doit être repris par le soutènement.

NB : Nous prendrons en compte une surcharge de 20KN/m^2 qui représente l'effet des bâtiments de l'hôpital **MUSTAPHA BACHA** en surface



5-11 Coupe de calcul.

1. Méthode de TERZAGHI :

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction des caractéristiques mécaniques du Quaternaire obtenues par la formule suivante :

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\Rightarrow B = 11.12 + 2 \times 5.35 \times \text{tg}\left(45 - \frac{20}{2}\right) = 18.612 \text{ m}$$

La couverture $H = 21.50 \text{ m}$

Le coefficient de poussée active K est pris égale à 1.

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \operatorname{tg}\varphi} \left[1 - e^{-\frac{(2KH \operatorname{tg}\varphi)}{B}} \right] + q e^{-\frac{(2KH \operatorname{tg}\varphi)}{B}}$$

Couche 1 : Quaternaire C=0, $\varphi=20^\circ$, $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$

$$\sigma_{v1} = \frac{(18.612 \times 20 - 0)}{2 \times 1 \times \operatorname{tg} 20} \left[1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 10 \times \operatorname{tg} 20)}{18.612}} \right] + 20 e^{-\frac{(2 \times 1 \times 10 \times \operatorname{tg} 20)}{18.612}}$$

$$\sigma_{v1} = 179.051 \text{ KN / m}^2$$

Couche 2 : Astien C=0, $\varphi=20^\circ$, $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$

$$\sigma_{v2} = \frac{(18.612 \times 20 - 0)}{2 \times 1 \times \operatorname{tg} 20} \left[1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 9.5 \times \operatorname{tg} 20)}{18.612}} \right] + 179.051 e^{-\frac{(2 \times 1 \times 9.5 \times \operatorname{tg} 20)}{18.612}}$$

$$\sigma_{v2} = 282.067 \text{ KN / m}^2$$

Couche 3 : Marnes C=20 KN/m², $\varphi=20^\circ$, $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$

$$\sigma_{v3} = \frac{(18.612 \times 20 - 2 \times 20)}{2 \times 1 \times \operatorname{tg} 20} \left[1 - e^{-\frac{(2 \times 2 \times \operatorname{tg} 20)}{18.612}} \right] + 282.067 e^{-\frac{(2 \times 2 \times \operatorname{tg} 20)}{18.612}}$$

$$\sigma_{v3} = 295.317 \text{ KN / m}^2$$

2. Théorie des poids de terres :

La contrainte verticale est donnée par : $\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$

$$\sigma_v = (20 \times 10) + (9.5 \times 20) + (2 \times 20) + 20$$

$$\sigma_v = 450 \text{ KN / m}^2$$

3. Théorie de BIERBAÜMER :

La poussée verticale est donnée par: $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$

Section fer à cheval :

$$B = b + 2 m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$B = 18.612 \text{ m}$$

Coefficient de répartition α :

$$\alpha = 1 - \frac{H \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{B}$$

$$\alpha = 1 - \frac{21.50 \operatorname{tg} 20 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)}{18.612}$$

$$\alpha = 0.794$$

$$h = \alpha H \Rightarrow h = 0.794 \times 21.50$$

$$\Rightarrow h = 17.068 \text{ m}$$

$$\sigma_v = 20 \times 17.068 \Rightarrow \sigma_v = 341.360 \text{ KN} / \text{m}^2$$

B. Calcul de la pression horizontale active agissant sur le soutènement de la demi section supérieure du tunnel :

1. Méthode de TERZAGHI :

La poussée horizontale est donnée par : $\sigma_h = 0.3 \gamma (0.5 \text{ m} + H_p)$

Hauteur de détente H_p :

$$H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

$$H_p = \frac{11.12}{2 \times \sin 20}$$

$$H_p = 16.256 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 5.35 + 16.256)$$

$$\sigma_h = 113.586 \text{ KN} / \text{m}^2$$

2. Théorie des poids des terres :

La poussée horizontale sera donnée par: $\sigma_h = K_a \sigma_v$

Coefficient de poussée active K_a :
$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = 0.49$$

$$\sigma_h = 0.49 \times 450 \quad \Rightarrow \quad \sigma_h = 220.630 \text{KN} / \text{m}^2$$

3. Théorie des SOVIETIQUES :

➤ **La poussée latérale au niveau de la calotte :**

$$\sigma_{h1} = \gamma h_p \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} \Rightarrow h_p = 17.299 \text{m}$$

$$\sigma_{h1} = 20 \times 17.299 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) - 2 \times 20 \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right)$$

$$\Rightarrow \sigma_{h1} = 141.622 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ **La poussée latérale au niveau des pieds des longrines :**

$$\sigma_{h2} = \gamma(m + h_p) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 20 \times (5.35 + 17.29) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) - 2 \times 20 \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 193.995 \text{ KN} / \text{m}^2$$

4. Théorie de COULOMB-RANKINE :

Couche 3 : Marnes $C=20 \text{ KN/m}^2$, $\varphi=20^\circ$, $\gamma_h = 20 \text{KN/m}^3$

➤ **La poussée latérale au niveau de la calotte :** $\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$

Avec :
$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) \Rightarrow K_a = 0.49$$

$$\sigma_{h1} = 0.49 \times 295.317 \Rightarrow \sigma_{h1} = 144.791 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ La poussée latérale au niveau des pieds des longrines : $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

$$\sigma_{h2} = \gamma m \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 20 \times 5.35 \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times 20 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 24.43 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_h = 144.791 + 24.43$$

$$\sigma_h = 169.221 \text{ KN / m}^2$$

NB : On a utilisé la formule de **TERZAGHI** qui donne la pression active agissant sur le soutènement en fonction :

- Des dimensions de l'excavation (Hauteur, Largeur).
- Des caractéristiques du terrain (C, φ).
- De la couverture des terrains H.

Aussi les valeurs obtenues par la théorie des poids des terres par exemple, nous donne des valeurs pénalisantes.

Récapitulatif :

Pression active agissant sur le soutènement de la demi section supérieur	
	Pression horizontale
Pression verticale $\sigma_v = 295.317 \text{ KN/m}^2$	Au niveau de la calotte $\sigma_{h1} = 144.791 \text{ KN/m}^2$
	Au niveau des longrines $\sigma_h = 169.221 \text{ KN/m}^2$

C. Calcul de la pression active verticale agissant sur le soutènement de la structure globale :

1. Méthode de TERZAGHI :

La largeur de la voûte de décharge B, est calculée en fonction des caractéristiques mécaniques du Quaternaire obtenues par la formule suivante :

$$B = b + 2m \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow B = 11.964 + 2 \times 9.1 \text{tg} \left(45 - \frac{20}{2} \right) = 23.863 \text{ m}$$

La couverture H = 21.50m

Le coefficient de poussée active K est pris égale à 1 ou 1.5 on prend : K=1

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \operatorname{tg} \varphi} \left[1 - e^{-\frac{(2KH \operatorname{tg} \varphi)}{B}} \right] + q e^{-\frac{(2KH \operatorname{tg} \varphi)}{B}}$$

Couche 1 : Quaternaire C=0, $\varphi=20^\circ$, $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$

$$\sigma_{v1} = \frac{(23.863 \times 20 - 0)}{2 \times 1 \times \operatorname{tg} 20} \left[1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 10 \times \operatorname{tg} 20)}{23.863}} \right] + 20 e^{-\frac{(2 \times 1 \times 10 \times \operatorname{tg} 20)}{23.863}}$$

$$\sigma_{v1} = 186.535 \text{ KN / m}^2$$

Couche 2 : Astien C=0, $\varphi=20^\circ$, $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$

$$\sigma_{v2} = \frac{(23.863 \times 20 - 0)}{2 \times 1 \times \operatorname{tg} 20} \left[1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 9.5 \times \operatorname{tg} 20)}{23.863}} \right] + 186.535 e^{-\frac{(2 \times 1 \times 9.5 \times \operatorname{tg} 20)}{23.863}}$$

$$\sigma_{v2} = 304.747 \text{ KN / m}^2$$

Couche 3 : Marnes C=20 KN/m², $\varphi=20^\circ$, $\gamma_h = 20\text{KN/m}^3$

$$\sigma_{v3} = \frac{(23.863 \times 20 - 2 \times 20)}{2 \times 1 \times \operatorname{tg} 20} \left[1 - e^{-\frac{(2 \times 2 \times \operatorname{tg} 20)}{23.863}} \right] + 304.747 e^{-\frac{(2 \times 2 \times \operatorname{tg} 20)}{23.863}}$$

$$\sigma_{v3} = 322.503 \text{ KN / m}^2$$

2. Théorie des poids de terres :

La contrainte verticale est donnée par : $\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$

$$\sigma_v = (20 \times 10) + (9.5 \times 20) + (2 \times 20) + 20$$

$$\sigma_v = 450 \text{ KN / m}^2$$

3. Théorie de BIERBAÜMER :

La poussée verticale est donnée par: $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$

Section fer à cheval :

$$B = b + 2 m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$B = 23.863 \text{ m}$$

Coefficient de répartition α :

$$\alpha = 1 - \frac{H \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{B}$$

$$\alpha = 1 - \frac{21.50 \operatorname{tg} 20 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)}{23.863} \quad \alpha = 0.839$$

$$h = \alpha H \Rightarrow h = 0.839 \times 21.50$$

$$\Rightarrow h = 18.043 \text{ m}$$

$$\sigma_v = 20 \times 18.043 \Rightarrow \sigma_v = 360.864 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D. Calcul de la pression horizontale active agissant sur le soutènement de la structure globale :

1. Méthode de TERZAGHI :

La poussée horizontale est donnée par : $\sigma_h = 0.3 \gamma (0.5 \text{ m} + H_p)$

Hauteur de détente H_p :

$$H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

$$H_p = \frac{11.12}{2 \times \sin 20}$$

$$H_p = 16.256 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 9.1 + 16.256)$$

$$\sigma_h = 124.836 \text{ KN} / \text{m}^2$$

2. Théorie des poids des terres :

La poussée horizontale sera donnée par: $\sigma_h = K_a \sigma_v$

Coefficient de poussée active K_a : $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a = 0.49$$

$$\sigma_h = 0.49 \times 450 \Rightarrow \sigma_h = 220.630 \text{KN} / \text{m}^2$$

3. Théorie des SOVIETIQUE :

➤ La poussée latérale au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_p \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} \Rightarrow h_p = 17.299 \text{m}$$

$$\sigma_{h1} = 20 \times 17.299 \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) - 2 \times 20 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) \Rightarrow \sigma_{h1} = 141.622 \text{KN} / \text{m}^2$$

➤ La poussée latérale au niveau des pieds des longrines :

$$\sigma_{h2} = \gamma(m + h_p) \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 20 \times (9.1 + 17.299) \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) - 2 \times 20 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 230.710 \text{KN} / \text{m}^2$$

4. Théorie de COULOMB-RANKINE :

Couche 3 : Marnes $C=20 \text{KN/m}^2$, $\varphi=20^\circ$, $\gamma_h = 20 \text{KN/m}^3$

➤ La poussée latérale au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$

Avec : $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) \Rightarrow K_a = 0.49$$

$$\sigma_{h1} = 0.49 \times 322.503 \Rightarrow \sigma_{h1} = 158.026 \text{KN} / \text{m}^2$$

➤ **La poussée latérale au pied du radier :**

$$\sigma_{h2} = \gamma m \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 20 \times 9.1 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times 20 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 61.223 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_h = 158.026 + 61.223$$

$$\sigma_h = 219.249 \text{ KN / m}^2$$

Récapitulatif :

Pression active agissant sur le soutènement de la section globale	
Pression verticale $\sigma_v = 322.503 \text{ KN/m}^2$	Pression horizontale
	Au niveau de la calotte $\sigma_{h1} = 158.026 \text{ KN/m}^2$
	Au niveau du radier $\sigma_h = 219.249 \text{ KN/m}^2$

CHAPITRE 6 METHODE CONVERGENCE –CONFINEMENT

6-1 Introduction

6-2 Principes généraux de la méthode

6-3 Tracé de la courbe caractéristique du terrain

6-4 Etapes de calcul d'un problème type

6-5 Application de la méthode à notre tunnel

6-1 Introduction :

La méthode convergence confinement est une méthode de calcul simple mais largement suffisante dans bien des cas. Si elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie de comportement mécanique éventuel et l'anisotropie des contraintes géostatiques (elle suppose une symétrie de révolution de ces conditions autour de l'axe de la galerie). Elle permet par contre de tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final du complexe rocher soutènement, à savoir :

- La déformabilité du terrain, notamment son comportement après la rupture et dans le temps.
- La raideur du soutènement.
- Enfin, la déformation que le massif rocheux a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement.
- En outre cette méthode de calcul a l'intérêt de pouvoir se présenter graphiquement de façon simple.

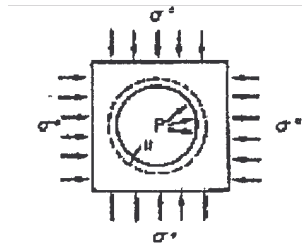


Figure 6-1 Galerie circulaire revêtue sous contrainte isotrope.

La méthode oriente, au stade de l'avant-projet, le choix des caractéristiques de soutènement et donne l'ordre de grandeur des déformations à attendre. Elle permet enfin la compréhension et la sélection des facteurs déterminants à introduire dans un calcul plus élaboré. La méthode convergence confinement s'est développée parallèlement à l'utilisation de la « **NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE** » (ou « méthode de creusement avec soutènement immédiat » selon les recommandations de l'**AFTES**) qui assure la participation effective du terrain à sa propre stabilité.

Le but du soutènement ne consiste généralement pas, en effet, à s'opposer à la déformation du terrain autour de la cavité mais à limiter celle-ci ainsi que l'extension de la zone dite « plastique » pour aboutir à un équilibre satisfaisant.

La méthode de dimensionnement par la convergence confinement permet ainsi une optimisation des caractéristiques et du coût du soutènement et, associée à l'auscultation pendant les travaux, elle autorise le contrôle et l'adaptation du projet aux conditions effectivement rencontrées sur le site.

6-2 Principes généraux de la méthode :

Considérons une section plane du terrain soumis à une contrainte naturelle correspondant à un initial isotrope σ_0 . La cavité est pré excavée et supposée remplie de liquide à une pression P correspondant à l'état initial σ_0 . Le déplacement u de la paroi de la cavité est nul (point A de la figure). 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 pression déplacement suivie $p=f(u)$ est linéaire du point A au point B. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation. C'est la portion ABC 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 (du moins pour un certain temps). Par contre si la courbe caractéristique ne recoupe pas l'axe des abscisses, la cavité n'est pas stable par elle-même et nécessite impérativement un soutènement. En pratique, la cavité nécessite également un soutènement lorsque la valeur du déplacement correspondant à l'équilibre théorique $P=0$ est grande ou lorsque le phénomène de rupture autour de la cavité s'étend profondément à l'intérieur du massif.

Sur le même graphique on représente aussi la courbe $p=f(u)$ qui relie le déplacement radial du revêtement en fonction de la pression extérieure P qui lui est appliquée. Cette courbe est appelée « courbe caractéristique du soutènement ». Supposons un revêtement dont le comportement est élastique linéaire. Sa courbe caractéristique est une droite.

Parce 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_{s0} (point O). Le point D, à l'intersection des deux courbes caractéristiques définit l'état d'équilibre. Nous voyons qu'en fonction du moment de la mise en place du revêtement, beaucoup d'autres points de la courbe caractéristique ABC peuvent être point d'équilibre.

La pression sur le revêtement au point D doit être comparée à la pression au point M qui correspond à la pression maximale que peut supporter le soutènement, pression à calculer en fonction des caractéristiques de rupture de celui-ci.

L'influence du temps (fluage viscosité du terrain) s'exprime de la même façon par des courbes du type 2 et 3. Si le temps ne joue pas sur les caractéristiques du revêtement les points D2 et D3 sont respectivement les points d'équilibre au temps t et au temps infini.

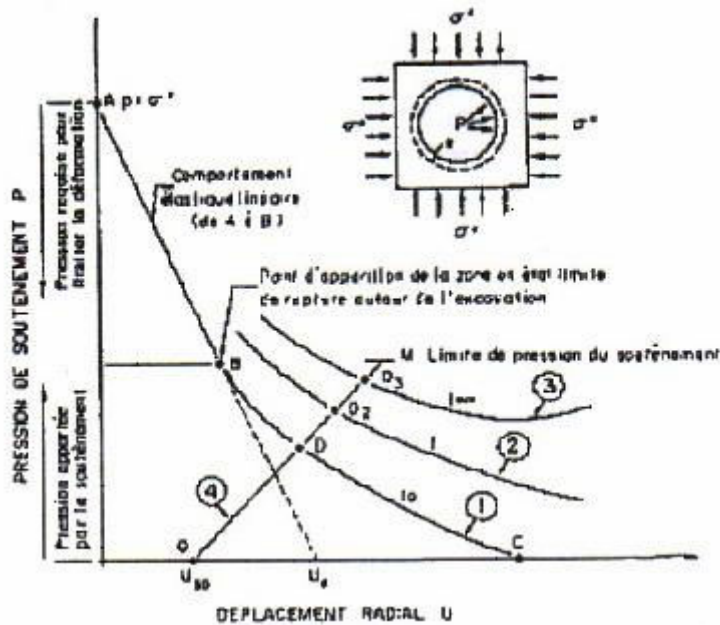


Figure 6-2 Principes généraux de la méthode

6-3 Tracé de la courbe caractéristique du terrain :

Hypothèses :

- Tunnel de section circulaire (R, rayon de l'excavation).
- Massif homogène et isotrope caractérisé par :

E_v module de déformation et ν coefficient de Poisson dans la phase de comportement élastique. C, φ cohésion et angle de frottement interne, ou R_c , k_p résistance à la compression simple et coefficient de butée, liés à C, φ et par les relations suivantes :

$$R_c = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

$$k_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

- Contraintes initiales homogènes et isotropes σ_0 .

6-4 Etapes de calcul d'un problème type :

❖ Etape 1 : Courbe caractéristique du terrain

Etapes de calcul :

1. lorsque $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$ calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nul

$$u_0 = \frac{1+\nu}{E} \times \sigma_0 R$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$\begin{cases} p = \sigma_0 \\ u = 0 \end{cases}$$

ET

$$\begin{cases} p = 0 \\ u = u_0 = \frac{1+\nu}{E} \times \sigma_0 R \end{cases}$$

2. Si $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$ Calcul de la pression d'apparition de la zone en état limite de

rupture p_a du taux de déconfinement λ_a et des déplacements à la paroi u_a correspondant :

$$p_a = \sigma_0 (1 - \sin \varphi) - C \cos \varphi = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) \frac{2}{k_p + 1} = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) \times (1 - \sin \varphi)$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - p_a}{\sigma_0} = \sin \varphi + \frac{C}{\sigma_0} \cos \varphi = \frac{k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0}}{k_p + 1}$$

$$u_a = \lambda_a \times u_0$$

Lorsque les caractéristiques du terrain évoluent avec le temps, on trace deux courbes enveloppes, l'une avec les caractéristiques à court terme du terrain, l'autre avec les caractéristiques à long terme.

- Pour $p_a < p < \sigma_0$ la courbe caractéristique est un segment de droite.
- Pour $p < p_a$ calcul de la courbe point p_a point selon la loi de comportement choisie.

❖ **Etape 2 : convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.**

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement

$$u_{s0} > 0.265 u_0$$

Soit généralement plus du tiers du déplacement élastique à $p=0$

❖ **Etape 3 : Courbe caractéristique du soutènement**

Il faut déterminer la raideur du soutènement choisi et la pression maximale de soutènement (état limite admissible ou état limite de rupture) puis tracer la courbe.

Dans le cas d'un revêtement cylindrique mince de module E_b et d'épaisseur e :

$$k_b = \frac{E_b e}{R}$$

$$p_b^{\max} = \frac{\sigma_b^{\max} \times e}{R}$$

Avec R rayon du tunnel.

❖ **Etape 4 : Equilibre final**

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et la courbe caractéristique du soutènement donne la pression de soutènement à l'équilibre à court terme puis à long terme. Si cette pression n'est pas admissible un autre soutènement sera envisagé.

Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimensions et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimensions et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front à laquelle ils sont mis en place), on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables et des coûts directs et indirects correspondants à chaque mode d'exécution.

6-5 Application de la méthode à notre tunnel :

❖ Courbe caractéristique du terrain :

- Module de déformation de la marne : $E=55 \text{ MPa}$
- Coefficient de Poisson: $\nu =0.3$
- Cohésion: $C =20\text{KN/m}^2$
- Angle de frottement interne : $\varphi=20^\circ$
- Rayon de l'excavation: $R = 5.35 \text{ m}$.

Charges verticales :

Selon la méthode des poids des terres :
$$\sigma_0 = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q$$

$$\sigma_0 = (20 \times 10) + (9.5 \times 20) + (2 \times 20) + 20$$

$$\sigma_v = 450 \text{ KN / m}^2$$

R_c (Marne)= [0.5-6] Mpa pour un sol de classe R5a, selon la classification de l'AFTES (ANNEXE C)

Si $\sigma_0 < \frac{R_c}{2} \Rightarrow$ Comportement élastique, 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 :

$$u_0 = \frac{1+\nu}{E} \times \sigma_0 R$$

Déplacement de la paroi sans soutènement : $u_0 = \frac{1+\nu}{E} \times \sigma_0 R$

AN:

$$u_0 = \frac{1+0.3}{55} \times 0.45 \times 5.35$$

$$u_0 = 0.057\text{m}$$

On constat que dans les Marnes, la convergence est très importante, le soutènement doit donc être disposé le plus rapidement possible.

❖ **Courbe caractéristique du soutènement :**

Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement :

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement :

$$u_{s0} > 0.265u_0$$

$$u_{s0} > 0.265 \times 0.057 \Rightarrow u_{s0} > 0.015$$

Soit généralement plus du 1/3 du déplacement élastique à p=0.

$$u_{s0} = 0.020$$

Cintres calés à la paroi :

Section du cintre	$A_s = 102 \times 10^{-4} \text{ m}^2$
Résistance de l'acier:	$\sigma_0 = 240000 \text{ KN/m}^2$
Module d'élasticité de l'acier	$E = 2.1 \times 10^6 \text{ Mpa}$
Espacement des cintres	$a = 1.00 \text{ m}$

Raideur du cintre : $k_c = \frac{E \times A_s}{a \times R}$

$$k_c = \frac{2.1 \times 10^6 \times 102 \times 10^{-4}}{1 \times 5.35}$$

$$\Rightarrow k_c = 4003.738 \text{ Mpa}$$

Pression maximale de soutènement : $p_c^{\max} = \frac{A_s \times \sigma_0}{R \times a}$

$$p_c^{\max} = \frac{102 \times 10^{-4} \times 240}{5.35 \times 1}$$

$$p_c^{\max} = 0.457 \text{ Mpa}$$

$$u_a = \frac{p_c^{\max} \times R}{k_c} = \frac{0.457 \times 5.35}{4003.738}$$

$$u_a = 0.00061 \text{ m} \cong 0.6 \text{ mm}$$

Béton projeté :Module de Young: $E_b = 10818.865\text{Mpa}$ Coefficient de Poisson: $\nu = 0.2$ Epaisseur du béton: $e = 0.2\text{m}$ **Raideur du béton projeté :**

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2) R}$$

$$k_b = \frac{10818.865 \times 0.2}{(1 - 0.2^2) \times 5.35} \Rightarrow k_b = 421.295\text{Mpa}$$

Pression maximale de soutènement : $p_b^{\max} = \frac{\sigma_b \times e}{R}$

$$p_b^{\max} = \frac{15 \times 0.2}{421.295} \Rightarrow p_b^{\max} = 0.007\text{Mpa}$$

$$u_b = \frac{R \times p_b^{\max}}{k_b} = \frac{5.35 \times 0.007}{421.295}$$

$$u_b = 0.09 \text{ mm}$$

-la convergence acquise par la paroi au moment du soutènement :

$$u_{s0} = 10\% u_0$$

$$u_{s0} = 0.0057\text{m}$$

-pour une mise en place à proximité front de taille :

$$u_{s1} = u_{s0} + S_{u1}$$

$$u_{s1} = 0.0057 + 0.002 \Rightarrow u_{s1} = 0.0077\text{m}$$

Verification du soutènement: $p = \sigma_v < p_c^{\max} + p_b^{\max} \Rightarrow 0.450 < 0.464\text{Mpa}$

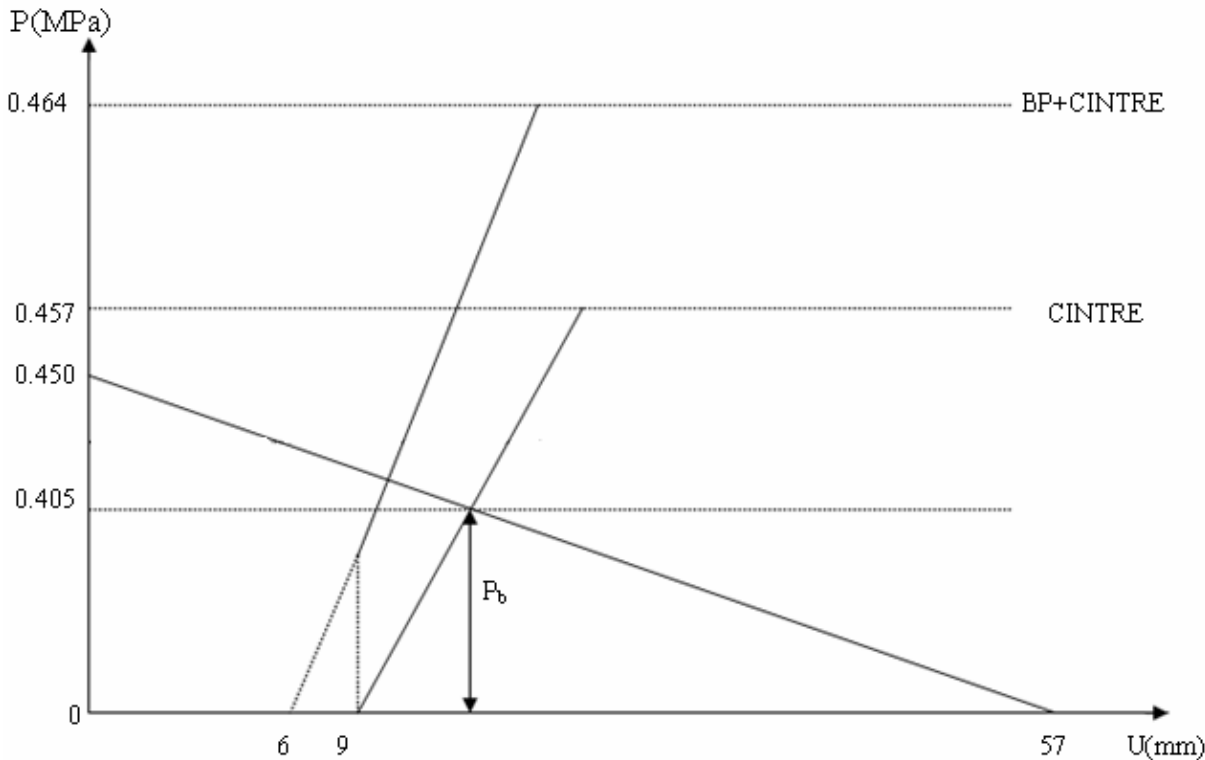


Figure 6-3 Courbe caractéristique du terrain d'après la méthode convergence-confinement

CHAPITRE 7 SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

7-1 Introduction

7-2 Réalisation du soutènement provisoire

7-3 Vérification préliminaire du soutènement provisoire

7-4 Méthode de calcul du soutènement provisoire

7-5 Vérification du soutènement provisoire par les sollicitations obtenues avec le SAP2000

7-5-1 Principe général de la modélisation

7-5-2 Les conditions au limites

7-5-3 Vérification de la galerie de reconnaissance

7-5-4 Vérification du soutènement provisoire dans la demi section supérieure

7-5-5 Vérification des assemblages

7-6 Conclusion

7-1 Introduction :

Après avoir évalué du Chapitre 5 le chargement agissant sur l'ouvrage, on arrive au stade du dimensionnement proprement dit calcul analytique constitue en fait un contrôle des dimensions admises sur la base de données expérimentales, celles d'ouvrages exécutés et reconnus comme économiques. Ces hypothèses devront être justifiées par un calcul numérique.

7-2 Réalisation du soutènement provisoire :

Les différentes phases de réalisation du soutènement provisoire sont : (voir annexes)

Phase 1 : excavation de deux galeries latérales à la base du tunnel ayant les dimensions comme indiqué dans la figure.

Leurs soutènement se fera à l'aide de profilés métalliques type HEB 180 et du béton projeté.

Phase 2 :

- Bétonnage des culées dans les galeries latérales qui serviront d'appuis pour les cintres de la demi section supérieure.
- Remblaiement de l'espace vide
- Le bétonnage des culées et le remblaiement des vides se feront par plots successifs.
- Le béton des culées sera légèrement armé
- La face intérieure des culées correspondra au revêtement du tunnel

Phase 3 : excavation de la demi section supérieure en conservant le merlon central qui servira de butée au front de taille.

La longueur maximale du décousu entre le front de taille et le dernier cintre sera de :

- 0.7 m si la couche marneuse est inférieure à 2.5 m
- 1.2 m si la couche marneuse est supérieure à 2.5 m

L'excavation de la demi section supérieure comprend les opérations suivantes :

1. excavation de la travée en conservant le melon central ;
2. mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté ;
3. pose du cintre de la demi section supérieure en prenant appuis sur les culées latérales ;
4. calage du cintre au terrain pour minimiser le tassement ;
5. excavation du merlon central ;
6. mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté sur le front de taille.

7-3 Vérification préliminaire du soutènement provisoire :

Le dimensionnement analytique traite le cintre comme un arc porteur encastré aux deux extrémités. Les efforts actifs qui entrent en ligne de compte dans le calcul sont les poussées verticales et horizontales du terrain (le poids propre du cintre étant négligé).

Nous admettrons en première approximation que la pression verticale se répartit uniformément sur la portée de l'arc.

Par conséquent la charge verticale agissant sur le cintre est égale à :

$$p_v = \frac{q_0 + \Delta G}{l_k}$$

Telle que : $q_0 = \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q \right) \times a$ (Partie uniforme de la pression géologique).

a : l'entre axe des cintres égal à 1 mètre.

NB :

L'espacement entre les cintres est choisi en se basant sur l'expérience passée vue l'inexistence de formule théorique pour sa détermination.

Pour notre cas l'expérience a montré que pour un terrain Marneux, l'espacement est entre 0.5 et 1 mètre, notre choix s'est porté sur un espacement a égal à 1 mètre.

$$q_0 = [(10 \times 20 + 9.5 \times 20 + 2 \times 20)] \times 1 = 450 \text{ KN / m}^2$$

$$\Delta G = \frac{f_k \times l_k}{3} \gamma_h a \quad (\text{Partie de la charge d'intensité variable}).$$

$$\Delta G = \frac{2.675 \times 9.26}{3} \times 20 \times 1 = 165.136 \text{ KN / ml}$$

$$p_v = \frac{450 + 165.136}{9.058} = 67.91 \text{ KN / ml}$$

La charge horizontale sera calculée à partir de la poussée verticale en se basant sur la relation de **COULOMB-RANKINE**, et pour plus de sécurité on ne prendra que le demi de la cohésion.

$$e_0 = \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i q_i \right) \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

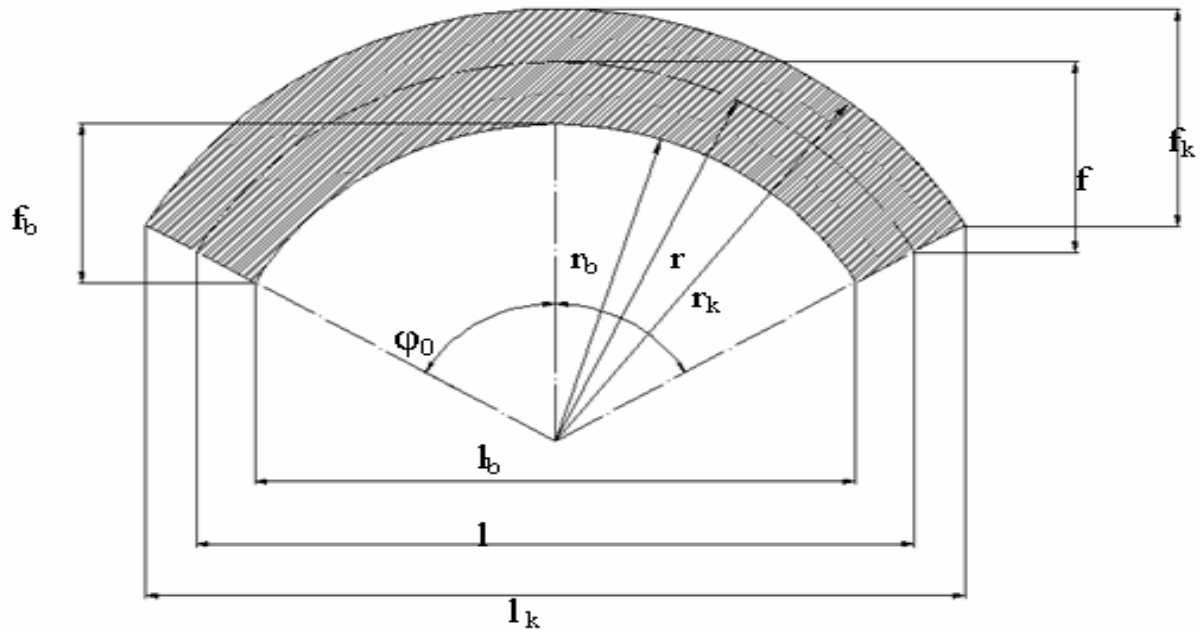
$$e_0 = 450 \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) - 2 \times 20 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) = 206.626 \text{KN/m}^2$$

$$e_1 = (H + f) \gamma_h \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$e_1 = (21.5 + 2.615) \times 20 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) - 2 \times 20 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) = 208.458 \text{KN/m}^2$$

Comme approximation supplémentaire, on admet qu'au lieu d'une répartition trapézoïdale la pression est uniforme, on aura donc :

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2} \Rightarrow e = \frac{206.626 + 208.458}{2} = 207.542 \text{KN/m}^2$$



- $f_k = 2.675$
- $f = 2.615$
- $l = 9.26$
- $l_k = 9.058$
- $\varphi_0 = 120^\circ$

Cette valeur rapportée à l'extrados nous donne :

$$P_h = e \frac{f_k}{f} a \Rightarrow P_h = 207.542 \times \frac{2.675}{2.615} \times 1 = 212.303 \text{KN/ml}$$

Les réactions d'appuis au niveau de la naissance seront calculées en fonction du rapport $\frac{f}{l}$ en utilisant le tableau suivant :

f Rapport l	Moments à la naissance		Poussées à la naissance	
	α_m	B_m	α_h	B_h
0.10	0.00120	-0.00120	1.2750	-0.0750
0.20	0.00452	-0.00452	0.6335	-0.1085
0.30	0.01010	-0.01010	0.4415	-0.1749
0.40	0.01748	-0.01748	0.3385	-0.2260
0.50	0.02668	-0.02628	0.2801	-0.2801

Tableau 7-1 Tableau des coefficients.

$$\frac{f}{l} = \frac{2.615}{9.058} = 0.298 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_m = 0.01010 \\ \beta_m = -0.01010 \end{cases} \quad \begin{cases} \alpha_h = 0.4415 \\ \beta_h = -0.1749 \end{cases}$$

Les réactions d'appuis seront :

➤ **Sous charges verticales :**

$$M_v = \alpha_m p_v l^2$$

$$M_v = 0.01010 \times 67.91 \times 9.058^2 = 56.275 \text{KN.m}$$

$$H_v = \alpha_h p_v l$$

$$H_v = 0.4415 \times 9.058 \times 67.91 = 271.579 \text{KN}$$

$$V_v = \beta_h p_v \frac{l}{2}$$

$$V_v = 67.91 \times \frac{9.058}{2} = 307.564 \text{KN}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2}$$

$$N_v = \sqrt{271.579^2 + (307.564)^2} = 410.305 \text{KN}$$

➤ **Sous charges horizontales :**

$$M_h = \beta_m p_h l^2$$

$$M_h = -0.01010 \times 212.303 \times 9.058^2 = -175.930 \text{KN.m}$$

$$H_h = \beta_h p_h l$$

$$H_h = 212.303 \times (-0.1749) \times 9.058 = -336.339 \text{ KN}$$

$$V_h = 0$$

NB : Les contraintes ne seront contrôlées qu'à la naissance, l'influence favorable de la charge horizontale étant négligée.

En possédant les valeurs du moment et de l'effort normal, les contraintes du cintre peuvent être vérifiées à l'aide de la relation suivante :

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{N_v}{A_v} \pm \frac{M_v}{W_v} < \sigma_e$$

Données:

$$\text{HEB240} \Rightarrow \begin{cases} A_v = 102 \text{ cm}^2 \\ W_v = 938 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{410.305}{102 \times 10^{-4}} + \frac{56.275}{938 \times 10^{-6}} = 100220.649 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = 100220.649 \text{ KN/m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ KN/m}^2$$

CONCLUSION : La contrainte est vérifiée, on adoptera ce profilé pour toute la suite des calculs.

7-4 Méthode de calcul du soutènement provisoire :

Le calcul du soutènement sera effectué avec la méthode des réactions hyperstatiques.

Principe de la méthode :

Cette méthode étudie le comportement du revêtement sous l'action de charges extérieures. On distingue alors des charges dites actives qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieures ou extérieures, poussées du terrain) et des charges dites passives qui sont les réactions hyperstatiques dépendant de la déformation (ce sont classiquement les réactions de butée du terrain).

Ainsi le sol sera matérialisé par des ressorts à l'élasticité correspond aux modules de déformation du terrain.

Le module de réaction du sol sera défini par la formule suivante :

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{E_M} \left[\frac{\alpha \times a}{2} + 0.133(9a)^a \right]$$

Avec : E_M : Module pressiométrique qui dépend de la nature du terrain.

$$E_M = \alpha \times E$$

α : Coefficient rhéologique qui dépend de la nature du terrain.

Pour des sols sur consolidés, le coefficient α est égal à 1

Pour des sols normalement consolidés, le coefficient α est égal à $\frac{2}{3}$.

a : paramètre dépendant de la géométrie de l'ouvrage.

$$a = \begin{cases} m & \text{Pour } K_h \\ b & \text{Pour } K_v \end{cases}$$

K_h : Composante horizontale de K .

K_v : Composante verticale de K .

m : Hauteur de l'excavation.

b : Ouverture de l'excavation.

1. Module de réaction élastique horizontale :

Le module de réaction élastique horizontal du terrain est donné par la formule :

$$\frac{1}{K_h} = \frac{1}{E_m} \left[\frac{\alpha a}{2} + 0.133 (9a)^\alpha \right]$$

Bien que les Marnes semblent sur-consolidées, on prendra $\alpha = \frac{2}{3}$, ce qui est une hypothèse prudente.

Avec: $E = 55 \text{ MPa}$ (Module de déformation des Marnes) $\Rightarrow E_m = 36.67 \text{ Mpa}$

$a = m = 5.36 \text{ m}$ (Hauteur du cintre).

$$\frac{1}{K_h} = \frac{1}{36.67 \times 10^3} \left[\frac{\frac{2}{3} \times 5.36}{2} + 0.133 (9 \times 5.36)^{\frac{2}{3}} \right] \Rightarrow K_h = 10332.073 \text{ KN/m}^2$$

Le module calculé ci-dessus est un module linéique, la raideur des appuis élastiques à prendre en compte dans le calcul est en fonction de la longueur de la structure affectée à cet appui.

Pour un espacement de 1mètre entre cintres : $K_h = 10332.073 \text{ KN/ml}$.

2. Module de réaction élastique vertical :

Le module de réaction élastique vertical du terrain est donné par la formule :

$$\frac{1}{K_v} = \frac{1}{36.67 \times 10^3} \left[\frac{\frac{2}{3} \times 11.12}{2} + 0.133(9 \times 11.12)^{\frac{2}{3}} \right] \Rightarrow K_v = 5578.380 \text{KN/m}^2$$

Avec $a = b = 11.12\text{m}$. (Ouverture de la galerie).

Le module de réaction vertical linéique est égal à : $K_v = 5578.380 \text{KN/ml}$.

7-5 Vérification du soutènement provisoire par les sollicitations obtenues avec le SAP2000:

La détermination des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement d'un ouvrage souterrain est un problème hyperstatique dont les paramètres suivants peuvent être pris en compte par la méthode des éléments finis :

- La bi ou tridimensionnalité du problème.
- L'état d'équilibre naturel du milieu (ou état de contrainte initial).
- La géométrie de l'excavation.
- Les propriétés de déformation du terrain et son hétérogénéité éventuelle.
- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments du soutènement ainsi que la nature de son contact avec le terrain.
- Les techniques de réalisation de l'ouvrage, les différentes phases d'exécution des Travaux, en particulier la non simultanéité de l'excavation et la mise en place du soutènement.
- Enfin l'évolution dans le temps des pressions exercées par le terrain sur le soutènement.

Que le projeteur fasse appel à un logiciel directement ou par l'intermédiaire d'informaticien, il lui incombe dans tous les cas de poser le problème correctement, de modéliser la structure, et de définir les sorties graphiques et les résultats qu'il compte exploiter.

Le calcul sur ordinateur n'est en effet qu'une aide matérielle et ne peut en aucun cas se substituer à la réflexion de l'ingénieur.

SAP2000 représente la version la plus sophistiquée et la plus facile à utiliser de la série **SAP** (Logiciels d'Analyse des Structures par la Méthode des Eléments Finis).

C'est la première version complètement intégrée dans le système d'exploitation **MICROSOFT WINDOWS**. Elle comporte une interface graphique puissante inégalée en termes de facilité d'utilisation et productivité. Doté de puissantes possibilités analytiques, représentant la dernière recherche dans les techniques et algorithmes de résolutions numériques.

7-5-1 Principe général de la modélisation :

La méthode de calcul de structure aux éléments finis utilisée est à un model tridimensionnel de 1mètre de longueur (suivant l'axe **Y**), représentant «le soutènement provisoire».

Les éléments poutres **FRAME** seront axés sur la fibre moyenne du profilé, reliés entre eux par des noeuds rigides. Le béton projeté et le profilé **HEB240** seront modélisés en section équivalente.

Dans les noeuds des extrémités, nous placerons un encastrement, la réaction du terrain n'est mobilisée que lorsque le sens de la déformée du revêtement met le terrain en butée si bien que la rigidité des ressorts est nulle dans le sens de l'excavation.

La réaction du terrain n'est mobilisée que lorsque le sens de la déformée du revêtement met le terrain en butée, c'est dans cette zone qu'on va assigner les réactions élastiques du terrain.

7-5-2 Les conditions au limites :

❖ Demi section supérieur :

➤ En clé de voûte :

Le noeud en clé de voûte peut se déplacer librement dans le sens vertical et horizontal.

➤ Au pieds de cintre (galerie de reconnaissance):

Les noeuds situés en pieds de maillage sont appuyés sur les deux galeries selon un encastrement parfait.

❖ Chargement appliqué sur la structure :

Le chargement a été calculé dans le Chapitre 5.

7-5-3 Vérification de la galerie de reconnaissance :

A. Calcul de la pression verticale active descendante sur la galerie de reconnaissance :

Théorie de BIERBAÜMER :

La poussée verticale est donnée par: $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$

Section fer à cheval :

$$B = b + 2 m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow B = 3 + 2 \times 3.5 \times \operatorname{tg} \left(45 - \frac{20}{2} \right) = 7.901 \text{ m}$$

La couverture $H = 26.70 \text{ m}$

Coefficient de répartition α :

$$\alpha = 1 - \frac{H \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{B}$$

$$\alpha = 1 - \frac{26.70 \times \operatorname{tg} 20 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)}{7.901}$$

$$\alpha = 0.397$$

$$h = \alpha H \Rightarrow h = 0.397 \times 26.70$$

$$\Rightarrow h = 10.598 \text{ m}$$

$$\sigma_v = 20 \times 10.598 \Rightarrow \sigma_v = 211.974 \text{ KN/m}^2$$

B. Calcul de la pression horizontale active agissante sur la galerie de reconnaissance :

Méthode de TERZAGHI :

La poussée horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0.3 \gamma (0.5 \text{ m} + H_p)$$

Hauteur de détente H_p :
$$H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi}$$

$$H_p = \frac{1.12}{2 \times \sin 20}$$

$$H_p = 4.385 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 3.25 + 4.385)$$

$$\sigma_h = 36.06 \text{ KN/m}^2$$

Récapitulatif :

Pression active agissant sur le soutènement de la section globale	
Pression verticale	Pression horizontale
$\sigma_v = 211.974 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_h = 36.06 \text{ KN/m}^2$

C. VERIFICATION AVEC LE SAP 2000 :

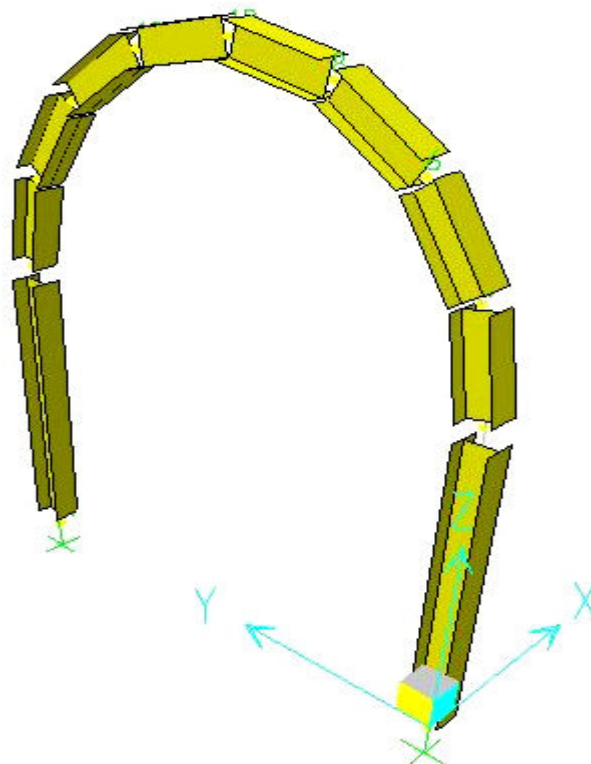


Figure 7-1
Modélisation en éléments FRAME

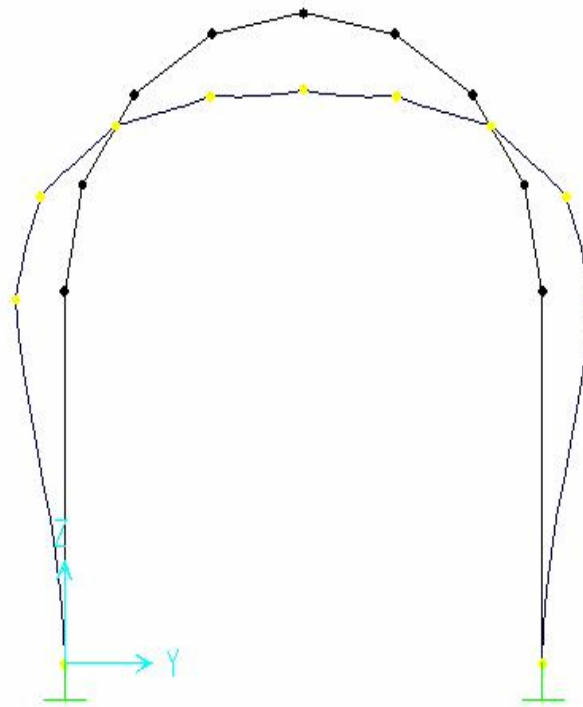


Figure 7-2
Déformation causée par les charges

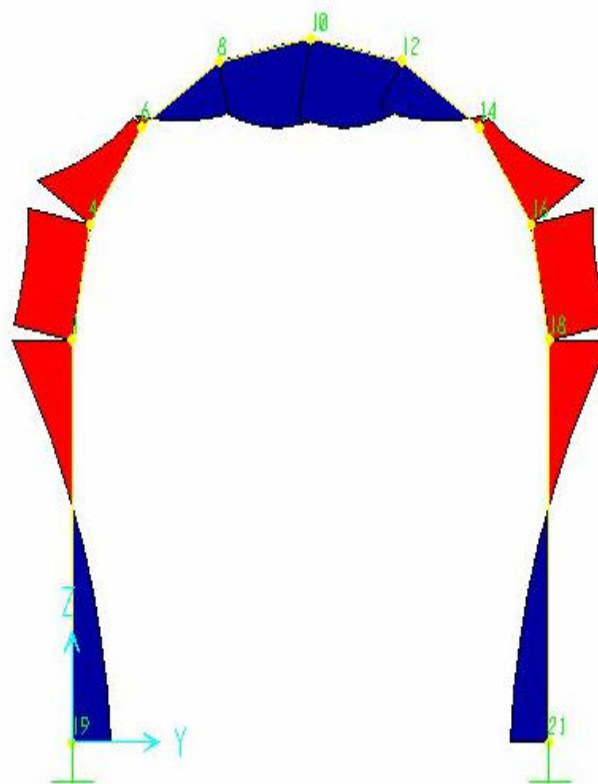


Figure 7-3
Diagramme du moment fléchissant

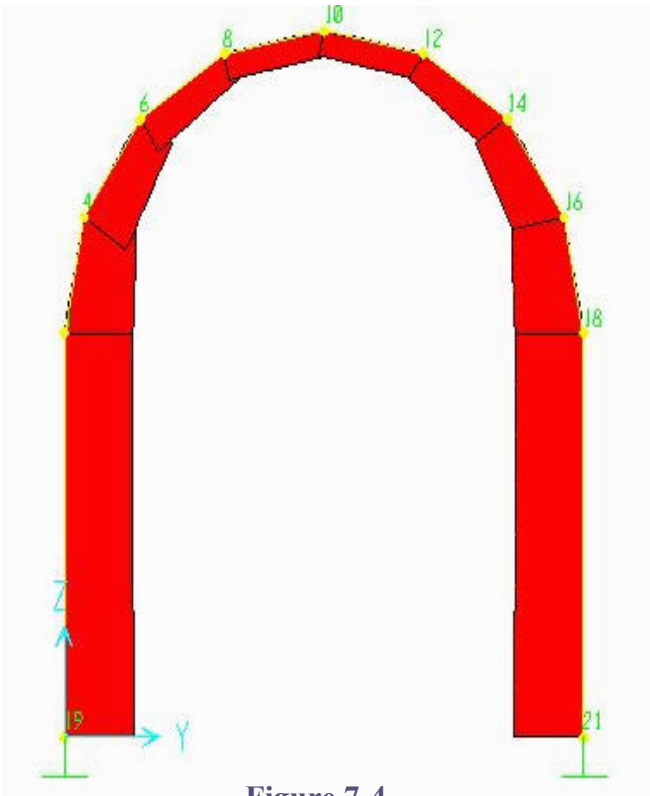


Figure 7-4
Diagramme de l'effort normal

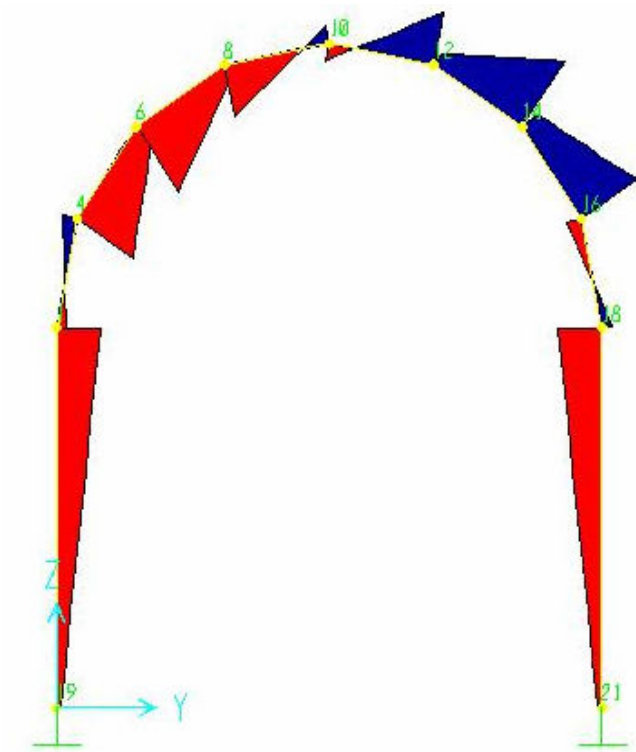


Figure 7-5
Diagramme de l'effort tranchant

Vérification des contraintes :

Voûte :

$$N = -165.17 \text{ KN}$$

$$M = 55.93 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A_{\text{HEB180}}} \pm \frac{M_s}{W_{\text{HEB180}}} \right) < \sigma_e$$

Fibre comprimée :

$$\sigma_s = 1.35 \left(\frac{-165.17}{65.3 \times 10^{-4}} + \frac{55.93}{426 \times 10^{-6}} \right) = 143096.02 \text{ KN/m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ KN/m}^2$$

Fibre tendue :

$$\sigma_s = 1.35 \left(\frac{-165.17}{65.3 \times 10^{-4}} - \frac{55.93}{426 \times 10^{-6}} \right) = |-211389.89| \text{ KN/m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ KN/m}^2$$

Pieds droits :

$$N = -503.54 \text{ KN}$$

$$M = 34.84 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A_{\text{HEB180}}} \pm \frac{M_s}{W_{\text{HEB180}}} \right) < \sigma_e$$

Fibre comprimée :

$$\sigma_s = 1.35 \left(\frac{-503.54}{65.3 \times 10^{-4}} + \frac{34.84}{426 \times 10^{-6}} \right) = 93060.07 \text{ KN/m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ KN/m}^2$$

Fibre tendue :

$$\sigma_s = 1.35 \left(\frac{-503.54}{65.3 \times 10^{-4}} - \frac{34.84}{426 \times 10^{-6}} \right) = |-214509.36| \text{ KN/m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ KN/m}^2$$

7-5-4 Vérification du soutènement provisoire :

Données HEB240 : Voir figure ci-contre (dimensions en cm)

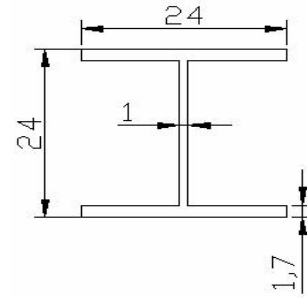
$$W_x = 938 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 10890 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 102 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Mpa}$$

a = 1 m (espacement entre cintres).



Données Béton projeté :

$$E_b = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \quad (\text{charges de courte durée})$$

$$v = 0.2$$

$$\sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

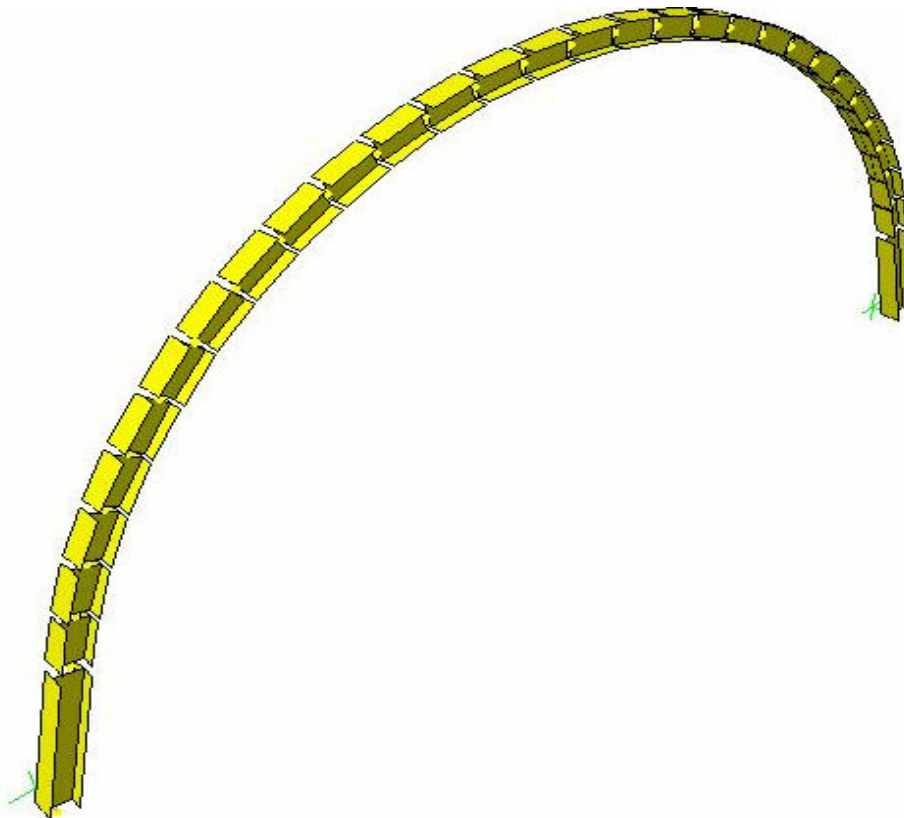


Figure 7-6
Modélisation en éléments FRAME

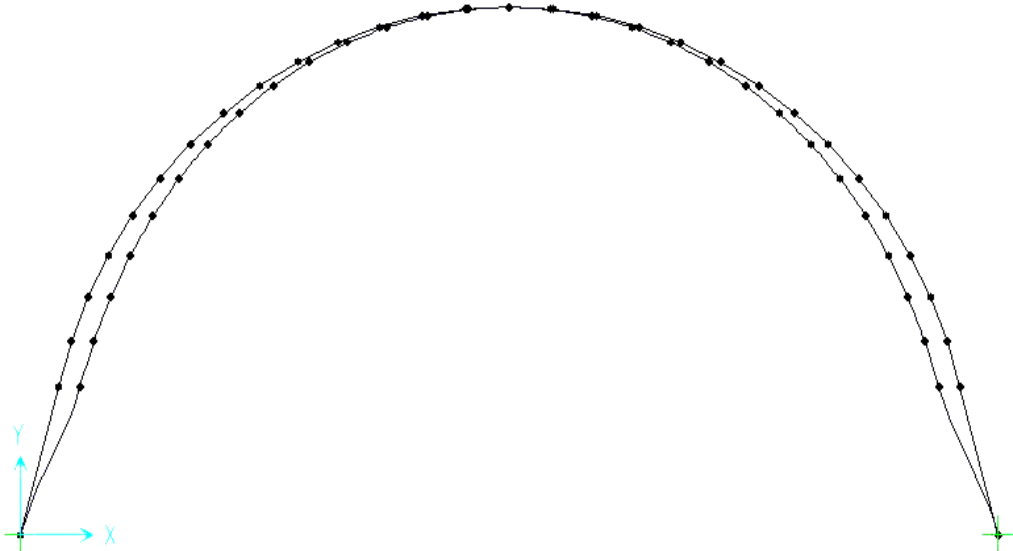


Figure 7-7
Déformation causée par la combinaison de charges

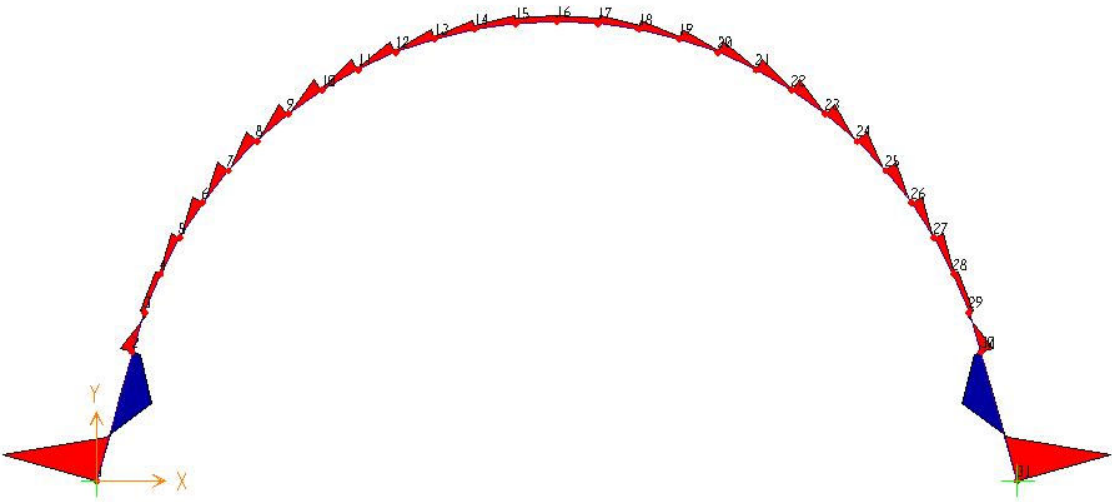


Figure 7-8
Diagramme du moment fléchissant

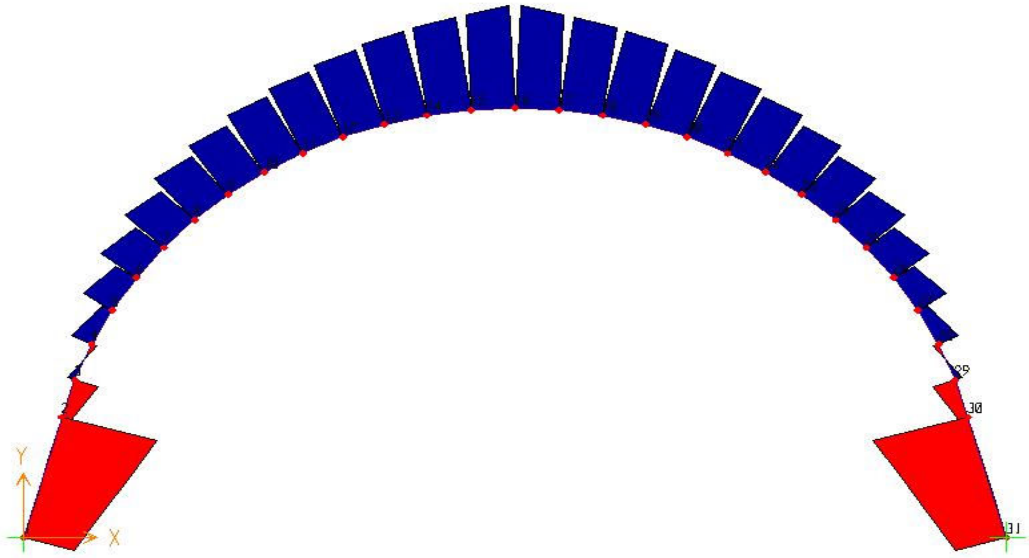


Figure 7-9
Diagramme de l'effort normal

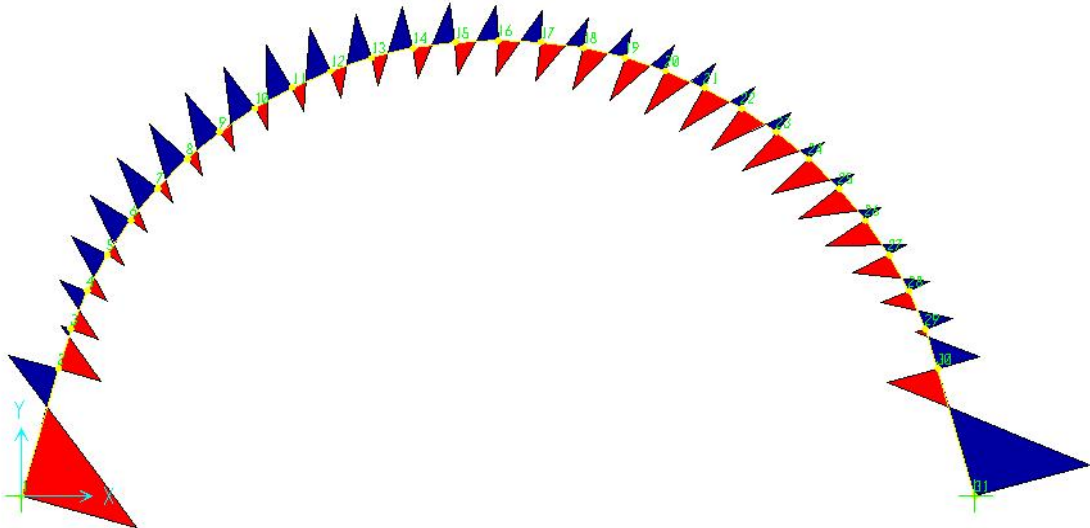


Figure 7-10
Diagramme de l'effort tranchant

Nous obtenons les résultats suivant :

- Répartition des efforts sur les éléments de soutènement :

➤ Dans le cintreHEB240 :

Rigidité à la compression :

$$E_s A_{s'} = \frac{E_s A_s}{a} \Rightarrow E_s A_{s'} = \frac{102 \times 10^{-4} \times 2.1 \times 10^6}{1} = 21.42 \times 10^6 \text{ KN}$$

Rigidité à la flexion :

$$E_s I_{s'} = E_s I_s = 2.1 \times 10^9 \times 108.90 \times 10^{-6} = 22.869 \times 10^4 \text{ KN}$$

➤ Dans le Béton projeté :

Rigidité à la compression :

$$E_b A_{b'} = \frac{E_b A_b}{a} = \frac{E_b (ae)}{a} = e E_b = \theta_n E_s A_s$$

$$\theta_n = \frac{E_b A_{b'}}{E_s A_s} \Rightarrow \theta_n = \frac{E_b e}{E_s A_s} = \frac{10.818 \times 10^6 \times 0.2}{21.42 \times 10^6} \Rightarrow \theta_n = 0.101$$

Rigidité à la flexion :

$$E_b I_{b'} = \frac{E_b I_b}{a}$$

$$E_b I_{b'} = \frac{E_b \frac{ae^3}{12}}{a} \Rightarrow E_b I_{b'} = \frac{E_b e^3}{12}$$

$$E_b I_{b'} = \theta_m E_s I_{s'} \Rightarrow \theta_m = \frac{E_b I_{b'}}{E_s I_{s'}} = \frac{E_b e^3}{12 \times E_s I_{s'}}$$

$$\theta_m = \frac{10.818 \times 10^6 \times 0.2^3}{12 \times 22.869 \times 10^4} \Rightarrow \theta_m = 0.0315$$

- Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement :

Donc :

$$M_s = \frac{3}{3 + \theta_m} M \quad N_s = \frac{3}{3 + \theta_n} N \quad T_s = \frac{3}{3 + \theta_n} T \quad (\text{Dans le cintre})$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M \quad N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N \quad T_s = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} T \quad (\text{Dans le béton projeté})$$

✚ **Le moment maximum et l'effort normal dans le cintre :**

$$M_{\max} = 108.68 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad N_s = 440.76 \text{ KN}$$

➤ **Vérification dans le cintre HEB240 :**

$$M_s^{\max} = \frac{3}{3 + \theta_m} M = \frac{3}{3 + 0.0315} \times (108.68) \Rightarrow M_s^{\max} = 107.55 \text{ KN.m}$$

$$N_s^{\text{eq}} = \frac{3}{3 + \theta_n} N = \frac{3}{3 + 0.101} \times (440.76) \Rightarrow N_s^{\text{eq}} = 426.40 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A_{\text{HEB240}}} \pm \frac{M_s}{W_{\text{HEB240}}} \right) < \sigma_e$$

Avec : $\gamma_f = \frac{4}{3}$ Coefficient de pondération (CM66).

Fibre comprimée :

$$\sigma_s = 1.33 \left(\frac{426.40}{102 \times 10^{-4}} + \frac{107.55}{938 \times 10^{-6}} \right) = 156462.77 \text{ KN/m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ KN/m}^2$$

Fibre tendue :

$$\sigma_s = 1.33 \left(\frac{426.40}{102 \times 10^{-4}} - \frac{107.55}{938 \times 10^{-6}} \right) = -72854.92 \text{ KN/m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Vérification du béton projeté :**

La vérification sera faite à l'ELU et à l'ELS. Nous calculerons d'abord l'inertie et la section équivalente béton projeté/treillis soudé :

$$I_{\text{equ}} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$A_{\text{equ}} = bh + 15A_s$$

b : Largeur de la section de béton projeté.

h : L'épaisseur de la section de béton projeté.

$A_s = 6 \phi 8 = 3.02 \text{cm}^2$ (section d'acier en treillis soudé $15 \times 15 \text{cm}^2$, pour un espacement de cintre de 1 mètre)

d: distance entre l'axe neutre du treillis soudé et la fibre extrême du béton projeté égal à 16cm.

$$I_{\text{equ}} = \frac{1 \times 0.18^3}{12} + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} \left(\frac{0.18}{2} - 0.16 \right)^2 = 5.08 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$A_{\text{equ}} = 1 \times 0.18 + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} = 0.1845 \text{m}^2$$

Avec: $f_{C28} = 25 \text{MPa}$

$\gamma_b = 1.35$ (Coefficient de pondération **BAEL**).

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{C28}}{\gamma_s} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{MPa}$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M = 108.68 \times \frac{0.0315}{3 + 0.0315} = 1.129 \text{KN.m}$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N = 440.76 \times \frac{0.101}{3 + 0.101} = 14.35 \text{KN}$$

• **ELU**:

Fibre comprimée :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A} \pm \frac{M_b}{W} \right) < f_{bu}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{14.35}{1 \times 0.18} + \frac{1.129}{0.0054} \right) = 389.875 \text{KN/m}^2 < f_{bu} = 14170 \text{KN/m}^2$$

Fibre tendue :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{\text{equ}}} \pm \frac{M_b}{W_{\text{equ}}} \right) < \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{240000}{1.15} = 208695.65 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{14.35}{0.1845} - \frac{1.129}{0.0056} \right) = -167.169 \text{KN/m}^2 < \overline{\sigma_s} = 208695.65 \text{KN/m}^2$$

- **ELS :** (Fissuration Préjudiciable) :

Fibre comprimée :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A} \pm \frac{M_b}{W} \right) < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{C28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{14.35}{1 \times 0.18} + \frac{1.129}{0.0054} \right) = 389.875 \text{KN/m}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 15000 \text{KN/m}^2$$

Fibre tendue :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{\text{equ}}} \pm \frac{M_b}{W_{\text{equ}}} \right) < \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{C28}} \right) = 201.63 \text{MPa} \quad (\eta = 1.6 \text{ Pour HA})$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{18.63}{0.1845} - \frac{1.47}{0.0056} \right) = -167.169 \text{KN/m}^2 < \overline{\sigma_s} = 201630 \text{KN/m}^2$$

🚧 l'effort normal maximum et le moment dans le cintre :

$$N_{\max} = -1323.38 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad M_s = 9.66 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification dans le cintre HEB240 :

$$M_s^{\text{equ}} = \frac{3}{3 + \theta_m} M = \frac{3}{3 + 0.0315} \times (7.15) \Rightarrow M_s^{\text{equ}} = 7.076 \text{ KN.m}$$

$$N_s^{\text{max}} = \frac{3}{3 + \theta_n} N = \frac{3}{3 + 0.101} \times (-980.28) \Rightarrow N_s^{\text{max}} = -948.35 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A_{\text{HEB240}}} \pm \frac{M_s}{W_{\text{HEB240}}} \right) < \sigma_e$$

Avec : $\gamma_f = \frac{4}{3}$ Coefficient de pondération (CM66).

Fibre comprimée :

$$\sigma_s = 1.33 \left(\frac{-948.35}{102 \times 10^{-4}} + \frac{7.076}{938 \times 10^{-6}} \right) = |-113624.26| \text{ KN/m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ KN/m}^2$$

Fibre tendue :

$$\sigma_s = 1.33 \left(\frac{-948.35}{106 \times 10^{-4}} - \frac{7.076}{938 \times 10^{-6}} \right) = |-129024.21| \text{ KN/m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ KN/m}^2$$

➤ Vérification du béton projeté :

Le calcul sera identique pour les inerties et les sections que précédemment.

La vérification sera faite à l'ELU et à l'ELS. Nous calculerons d'abord l'inertie et la section équivalente béton projeté/treillis soudé :

$$I_{\text{equ}} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$A_{\text{equ}} = bh + 15A_s$$

b : Largeur de la section de béton projeté.

h : L'épaisseur de la section de béton projeté.

$A_s = 6 \phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2$ (section d'acier en treillis soudé $15 \times 15 \text{ cm}^2$, pour un espacement de cintre de 1 mètre)

d: distance entre l'axe neutre du treillis soudé et la fibre extrême du béton projeté égal à 16cm.

$$I_{\text{equ}} = \frac{1 \times 0.18^3}{12} + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} \left(\frac{0.18}{2} - 0.16 \right)^2 = 5.08 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A_{\text{equ}} = 1 \times 0.18 + 15 \times 3.02 \times 10^{-4} = 0.1845 \text{ m}^2$$

Avec: $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1.35$ (Coefficient de pondération **BAEL**).

$$f_{\text{bu}} = 0.85 \frac{f_{C28}}{\gamma_s} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M = 7.15 \times \frac{0.0315}{3 + 0.0315} = 0.074 \text{ KN.m}$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N = -980.28 \times \frac{0.101}{3 + 0.101} = -31.93 \text{ KN}$$

• **ELU**:

Fibre comprimée :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A} \pm \frac{M_b}{W} \right) < f_{\text{bu}}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{-31.93}{1 \times 0.18} + \frac{0.074}{0.0054} \right) = |-220.975| \text{ KN/m}^2 < f_{\text{bu}} = 14170 \text{ KN/m}^2$$

Fibre tendue :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{\text{equ}}} \pm \frac{M_b}{W_{\text{equ}}} \right) < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{240000}{1.15} = 208695.65 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{-31.93}{0.1845} - \frac{0.074}{0.0056} \right) = |-251.473| \text{KN/m}^2 < \overline{\sigma}_s = 208695.65 \text{KN/m}^2$$

- **ELS** : (Fissuration Préjudiciable) :

Fibre comprimée :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A} \pm \frac{M_b}{W} \right) < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{C28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{-41.44}{1 \times 0.18} + \frac{0.097}{0.0054} \right) = |-220.975| \text{KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{bc} = 15000 \text{KN/m}^2$$

Fibre tendue :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{\text{equ}}} \pm \frac{M_b}{W_{\text{equ}}} \right) < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{C28}} \right) = 201.63 \text{MPa} \quad (\eta = 1.6 \text{ Pour HA})$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{-41.44}{0.1845} - \frac{0.097}{0.0056} \right) = |-251.473| \text{KN/m}^2 < \overline{\sigma}_s = 201630 \text{KN/m}^2$$

✚ Vérification au cisaillement :

➤ **Vérification du cintre au cisaillement :**

$$\tau = \gamma_f \frac{T_s^{\text{max}} \times S \times a}{I_x \times \delta} < \frac{\sigma_e}{1.54}$$

I_x : Moment d'inertie du profile.

S : Moment statique de la demi-section suivant x

δ : Epaisseur de lame du profile.

$$T_b^{\text{max}} = \frac{3}{3 + \theta_n} = \frac{3}{3 + 0.101} \times 258.83 = 250.39 \text{KN}$$

$$S = 612 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \tau = \frac{4}{3} \left(\frac{250.39 \times 612 \times 10^{-6} \times 1}{11260 \times 10^{-8} \times 0.01} \right) = 181001.28 > \frac{\sigma_e}{1.54} = 155844.15 \text{KN/m}^2$$

Le profile ne vérifie pas donc on procède a l'ajout de deux platines pour rigidifier la section de l'HEB de dimensions (2 × 100 cm)

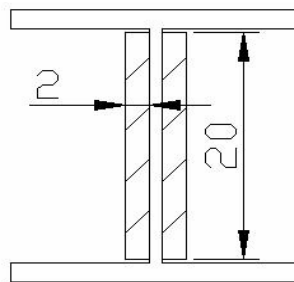
$$I'_x = I_x + I_p$$

$$I_p = 2 \times \left(\left(i = \frac{0.02 \times 1^3}{12} \right) + s \times b^2 \right) = 2 \times \left(\left(i = \frac{0.02 \times 1^3}{12} \right) + (1 \times 0.02) \times 0.015^2 \right) = 0.0033 \text{m}^4$$

$$S = 1012 \text{cm}^3$$

$$\Rightarrow \tau = \frac{4}{3} \left(\frac{250.39 \times 1012 \times 10^{-6} \times 1}{(0.0033 + 11260 \times 10^{-8}) \times 0.05} \right) = 1526.70 < \frac{\sigma_c}{1.54} = 155844.15 \text{KN} / \text{m}^2$$

Figure 7-11
Disposition des deux platines



➤ Vérification du béton projeté au cisaillement :

$$\tau = \frac{T_b^{\max}}{ad} \leq \overline{\tau}_u \quad \text{a: entre axe des cintres}$$

$$d = \frac{9}{10} h = 0.16 \text{m} \quad \text{(Hauteur utile de la section)}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa} \quad \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$T_b^{\max} = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} = \frac{0.101}{3 + 0.101} \times 258.83 = 8.43 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{8.43}{1 \times 0.16} = 52.688 < \overline{\tau}_u = 2500 \text{KN} / \text{m}^2$$

7-5-5 Vérification des assemblages :

Afin de faciliter la mise en place des profilés, les cintres seront composés de plusieurs éléments assemblés entre eux, (assemblage boulonné). L'assemblage sera vérifié avec les sollicitations maximales obtenues dans le cintre.

Données :

Les boulons sont de type HR 8.8Ø 27

$$A_r = 561 \text{ mm}^2 \quad (\text{section de la partie filetée}).$$

$$\sigma_{eb} = 640000 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Limite d'élasticité des boulons}).$$

$$T_b \leq T_a = 1.1\varphi(N_0 - N_N)$$

φ : Coefficient de frottement pour une surface simplement brossée.

$$N_0 = 0.8 \sigma_{eb} A_r \quad (N_0: \text{L'effort de précontrainte dans les boulons}).$$

$$N_N = \frac{N_s^{\max}}{n} = \frac{980.28}{8} = 122.535 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement dû à $T_{s \max}$ exercé sur chaque boulon :

$$T_b = \frac{T_s^{\max}}{n} = \frac{258.83}{8} = 32.35 \text{ KN}$$

$$32.35 < 1.1 \times 0.3 \times (287.23 - 122.535) = 54.35 \quad \underline{\text{Vérifiée}}$$

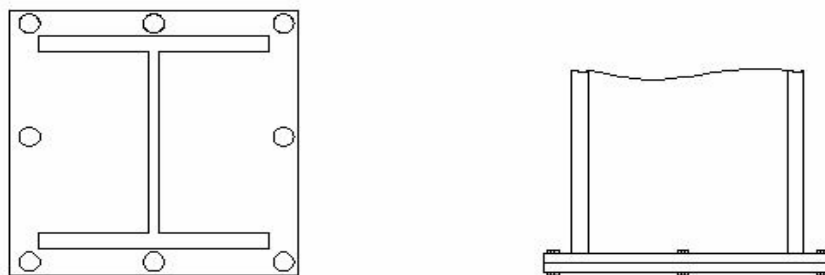


Figure 7-12
Dispositif assemblage du cintre sur la culée de béton

7-6 Conclusion :

Dans notre cas on a remarqué que la déformation ne présentait pas de butée c'est pour ça que le calcul a été fait par les charges actives.

Les modules d'élasticités horizontales ou verticales seront utilisés dans le cas d'action de butée dans le sol.

Chapitre 8 REVETEMENT DEFINITIF

8-1 Introduction

8-2 Règle de conception du revêtement

8-3 Etude statique

8-3-1 Détermination du chargement actif agissant sur le revêtement définitif

8-3-2 Calcul de la pression active agissant au niveau du radier

8-4 Etude dynamique

8-4-1 1^{ère} méthode

8-4-2 2^{ème} méthode

8-5 Détermination des efforts internes avec le SAP 2000

8-6 Ferrailages des parties du revêtement

8-6-1 Ferrailage longitudinal

8-6-2 Ferrailage transversal

8-6-3 Armatures de répartition

8-7 Schémas de ferrailage

8-8 Etanchéité

8-1 Introduction :

Le creusement d'un tunnel engendre une perturbation de l'état d'équilibre initial du terrain encaissant, entraînant des mouvements de masse de celui-ci vers l'excavation afin d'assurer la stabilité des parois à long terme (stopper la convergence, créer un état d'équilibre avec le terrain), un revêtement définitif en béton armé est exécuté après le creusement de la demi section inférieure.

Le revêtement des ouvrages souterrains à plusieurs fonctions et nécessités comme :

- Dans le cas d'une galerie hydraulique, on a intérêt à revêtir (même dans le cas du bon rocher) pour diminuer la rugosité des parois rocheuses, car elle a tendance à diminuer l'énergie disponible, engendrant des dépenses supplémentaires.
- Le revêtement contribue aussi l'étanchement de la galerie, minimisant les pertes d'eau (donc pertes d'énergies) qui sont aussi une cause de dépense superflue, il faudrait donc étudier l'investissement d'un revêtement amortissable par un gain d'énergie.
- Le revêtement a de plus la faculté de s'opposer aux poussées extérieures, et d'assurer la stabilité mécanique.
- Sous faible couverture, le revêtement peut aussi être dimensionné pour s'opposer aux charges intérieures (cas des galeries hydrauliques), pouvant endommager d'autres ouvrages annexes.

8-2 Règle de conception du revêtement :

Il existe plusieurs règles de conception du revêtement dont les principales :

1. Se rapprocher de la forme circulaire et adopter en tout point une géométrie qui ne concentre pas les efforts.
2. le revêtement peut être en plein cintré ou composé d'une succession d'arcs de cercle, les points anguleux doivent être évités.
3. Assurer la continuité du contact entre le terrain encaissant et le revêtement, (ainsi ce contact augmente la capacité de transmission des efforts).
4. Dans le cas des roches évolutives, un radier contre voûté doit être adopté pour contrecarrer la pression sur le radier. De plus, ce dernier à l'avantage de donner un meilleur raccordement avec les piédroits.

5. Pour optimiser les cadences du bétonnage, un décoffrage rapide est généralement recherché, Cette disposition est compatible avec la condition de résistance du béton aux jeunes âges, soumis à des sollicitations faibles.
6. Les règles du décoffrage devraient théoriquement être déduites de la température de l'environnement, et du taux d'humidité en général le temps de décoffrage est le plus souvent, assujéti à une règle de résistance minimale.
7. Il est généralement recommandé en l'absence d'étanchéité à l'extrados, de respecter une longueur maximale de plot de bétons n'excédant pas les 8 mètres.

Dans le cas de notre tunnel, le revêtement définitif sera constitué de plots de 1,25 m de longueur, pour des raisons de disposition parasismique, et coulée en deux phases principales.

- Le radier légèrement contre voûté, afin contrecarrer la pression agissant à son niveau
- En suite la section voûtée en une seule fois à l'aide d'un coffrage métallique

Le calcul du revêtement définitif se fera avec la méthode des réactions hyperstatiques, et comportera une partie dynamique. On retiendra ainsi les sollicitations obtenues du cas le plus défavorable pour le calcul du ferrailage.

8-3 Etude statique :

8-3-1 Détermination du chargement actif agissant sur le revêtement définitif :

Le calcul de la charge verticale active sera effectuée à l'aide de la coupe géotechnique donnée ci après, issue de la note de synthèse géologique et géotechnique citée au **Chapitre2**

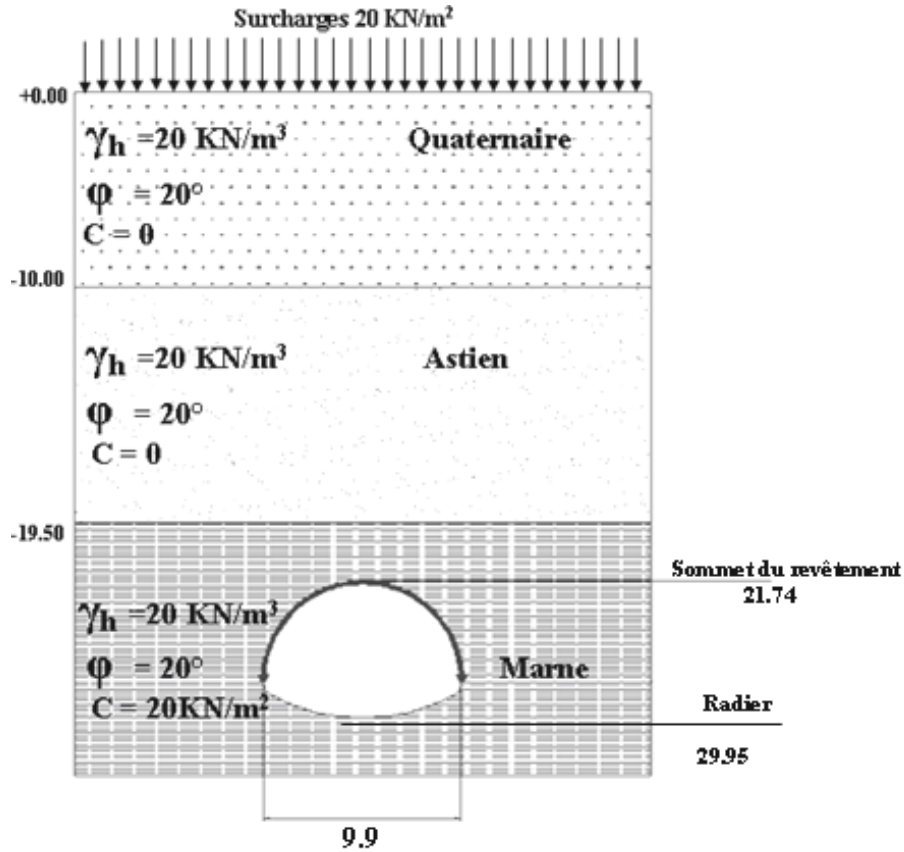


Figure 8-1
COUPE DE CALCUL

De même que pour le calcul du soutènement provisoire, nous utiliserons la formule de THERZAGHI

La largeur de la voûte de décharge B, est calculée en fonction des caractéristiques mécaniques du Quaternaire :

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$B = 9.9 + 2 \cdot 8.21 \cdot tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) = 21.397$$

8-3-1-1 Détermination de la charge verticale :

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{(B \gamma - 2 C)}{2 Ktg \varphi} \left[1 - e^{\frac{-2 KHtg \varphi}{B}} \right] + qe^{\frac{-2 KHtg \varphi}{B}}$$

Le coefficient de poussée active est pris égal à 1

APPLICATION :**COUCHE 1** : C=0 ; $\varphi=20^\circ$; H=10 m

$$\sigma_v = \frac{(21.397 \cdot 20 - 2 \cdot 0)}{2 \cdot \operatorname{tg} 20} \left[1 - e^{\frac{-2 \cdot 10 \cdot \operatorname{tg} 20}{21.397}} \right] + 20 e^{\frac{-2 \cdot 10 \cdot \operatorname{tg} 20}{21.397}}$$

$$\sigma_v = 184.116 \text{ KN/m}^2.$$

COUCHE 2 : C=0 ; $\varphi=20^\circ$; H=9.5 m

$$\sigma_v = \frac{(21.397 \cdot 20 - 2 \cdot 0)}{2 \cdot \operatorname{tg} 20} \left[1 - e^{\frac{-2 \cdot 9.5 \cdot \operatorname{tg} 20}{21.397}} \right] + 184.116 e^{\frac{-2 \cdot 9.5 \cdot \operatorname{tg} 20}{21.397}}$$

$$\sigma_v = 295.958 \text{ KN/m}^2.$$

COUCHE 3 : C=20 ; $\varphi=20^\circ$; H=2.24 m

$$\sigma_v = \frac{(21.397 \cdot 20 - 2 \cdot 20)}{2 \cdot \operatorname{tg} 20} \left[1 - e^{\frac{-2 \cdot 2.240 \cdot \operatorname{tg} 20}{21.397}} \right] + 295.958 e^{\frac{-2 \cdot 2.240 \cdot \operatorname{tg} 20}{21.397}}$$

$$\sigma_v = 313.493 \text{ KN/m}^2.$$

8-3-1-2 Détermination des charges horizontales :**AU NIVEAU DE LA CALOTTE** : Application de la méthode de COULOMB-RANKINE**COUCHE 3** : C=20 ; $\varphi=20^\circ$; H=2.24 m

$$\sigma_{v1} = K_0 \sigma_v$$

Avec : $K_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 X_2 X_3$ $X_1 = 0.70$; $X_2 = 1.00$; $X_3 = 0.70$

$$K_0 = (1 - \sin 20) \times 0.70 \times 1.00 \times 0.70 = 0.322$$

$$\sigma_{h1} = 0.322 \times 313.493 = 100.955 \text{ KN/m}^2$$

AU NIVEAU DU RADIER :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$$

$$\sigma_{h2} = m\gamma \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma_{h2} = 8.21 \times 20 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) - 20 \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) = 66.501 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{D'où } \sigma_h = 100.955 + 66.501 = 167.456 \text{ KN} / \text{m}^2$$

8-3-1-3 Calcul de la pression active agissant au niveau du radier :

Application de la méthode de **TSIMBARIÉVITCH**.

- Poussée des terres : $P = \sum_{i=1}^3 \gamma_i h_i + q_i = 10 \times 20 + 20 + 9.5 \times 20 + 2.24 \times 20 = 454.8 \text{ KN/m}^2$

- Coefficient de poussée : $K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) = 0.49$

- Coefficient de butée : $K_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{20}{2}\right) = 2.039$

- Profondeur Z où $e_a = e_p$: $Z = \frac{PK_a - 2C(\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma(K_p - K_a)}$
 $Z = \frac{454.8 \times 0.49 - 2 \times 20(\sqrt{2.039} - \sqrt{0.49})}{20(2.039 - 0.49)} = 4.423 \text{ m}$

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma Z}{2} (Z + 2H) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{\gamma Z^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$E = \frac{20 \times 4.423}{2} (4.423 + 2 \times 21.74) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) - \frac{20 \times 4.423^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{20}{2}\right) = 639.298 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{2 \times 639.298}{\cos 20} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) = 447.641 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Y = \frac{Z}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{4.423}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right)} = 6.316 \text{ m}$$

La contrainte provoquée sous le radier sera égale à : $\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{447.641}{6.316} = 70.874 \text{KN} / \text{m}^2$

- Vérification au non soulèvement

$$\frac{T_0}{Y} \leq \frac{4C}{1 - \sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi = \frac{4 \times 20}{1 - \sin 20} (2 + \sin 20) \cos 20 = 276.58 \text{KN} / \text{m}^2$$

La condition de non soulèvement est vérifiée

Pression verticale	Pression horizontale
$\sigma_v = 313.493 \text{KN/m}^2$.	AU NIVEAU DE LA CALOTTE $\sigma_{h1} = 100.955 \text{KN/m}^2$
pression active agissant au niveau du radier $70.874 \text{KN} / \text{m}^2$	AU NIVEAU DU RADIER $\sigma_{h1} = 167.456 \text{KN/m}^2$

Tableau 8-1
Pression active agissant sur le revêtement définitif
(Cas statique)

8-4 Etude dynamique :

Le calcul dynamique dont fera objet notre étude concernera essentiellement les sollicitations de type sismique. En dépit du bon comportement des ouvrages souterrains face aux séismes, un calcul dynamique dans le cadre de notre projet s'impose afin de palier à tout risque d'instabilité lors d'un séisme.

8-4-1 1^{ère} méthode :

1. Séisme horizontal : (SI_H)

Pour ce qui concerne la sismicité horizontale, le revêtement est supposé encaisser une déformation imposée par le terrain soit $Eh_0 = 12 \text{ cm}$ en surface.

À une profondeur Z , $Eh(Z) = 12 - 0.07 \frac{Z}{50}$

Le Eh maximal entre deux points à des profondeurs Z_1 et Z_2 est

- Si les deux points sont dans le gneiss : $\Delta Eh = 2Eh_0 \left(\frac{Z_1 + Z_2}{2} \right) \left(\frac{Z_1 - Z_2}{100} \right)$
- Si les deux points sont dans l'argile ou le remblai : $\Delta Eh = 2Eh_0 \left(\frac{Z_1 + Z_2}{2} \right) \left(\frac{Z_1 - Z_2}{50} \right)$

On vérifiera alors que la structure est capable de résister à un déplacement imposé par le terrain entre le milieu du radier et le milieu de la clé de voûte.

2. Séisme vertical :(SI_v)

Pour le séisme vertical on admettra une majoration de 20% des charges verticales.

8-4-2 2^{ème} méthode :

1. Formule de NEW MARK :

$$séisme = \begin{cases} statique + 0.4SI_v + SI_H \\ statique + 0.4SI_H + SI_v \end{cases}$$

2. Majoration de l'effort normal :

$$séisme = statique \pm 0.2statique + 0.2 \times 0.4statique \begin{cases} 1.28statique \\ 0.88statique \end{cases}$$

En résumé la vérification au séisme se fait comme suit:

1. Faire le calcul statique.
2. Majorer les efforts statiques verticaux de 20% pour déterminer le séisme vertical.
3. Le séisme horizontal est de 0.4 le séisme vertical et on vérifiera le déplacement ΔEh d'après la formule de NEW MARK.
4. Refaire le même calcul avec 20% des efforts horizontaux et $S_v = 0.4S_H$
5. Faire les combinaisons d'après les formules de NEW MARK.

En définitive la vérification se fera sous un chargement obtenu en majorant de 20% celui obtenu dans le cas statique.

Pression verticale	Pression horizontale
$\sigma_v = 376.128 \text{ KN/m}^2$.	AU NIVEAU DE LA CALOTTE
pression active agissant au niveau du radier	$\sigma_{h1} = 121.146 \text{ KN/m}^2$
	AU NIVEAU DU RADIER
84.048 KN/m^2	$\sigma_{h1} = 200.947 \text{ KN/m}^2$

Tableau 8-2
Pression active agissant sur le revêtement définitif
(Cas dynamique)

8-5 Détermination des efforts internes avec le SAP 2000 :

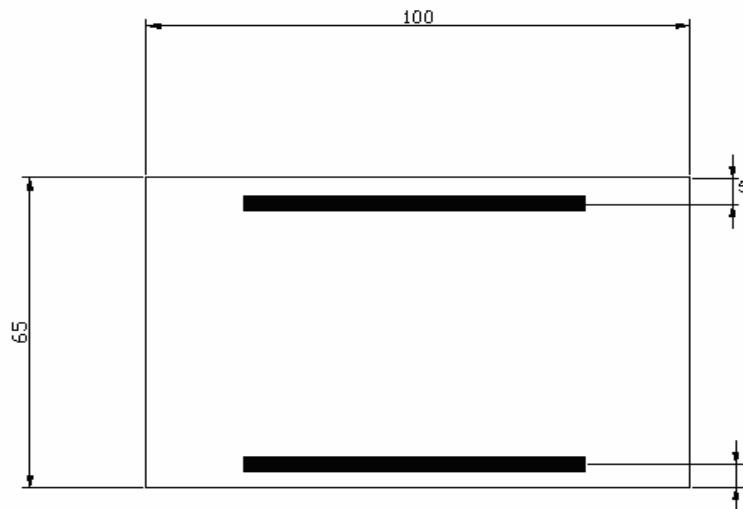


Figure 8-2

Section type utilisée lors de la modélisation
(Cotation en cm)

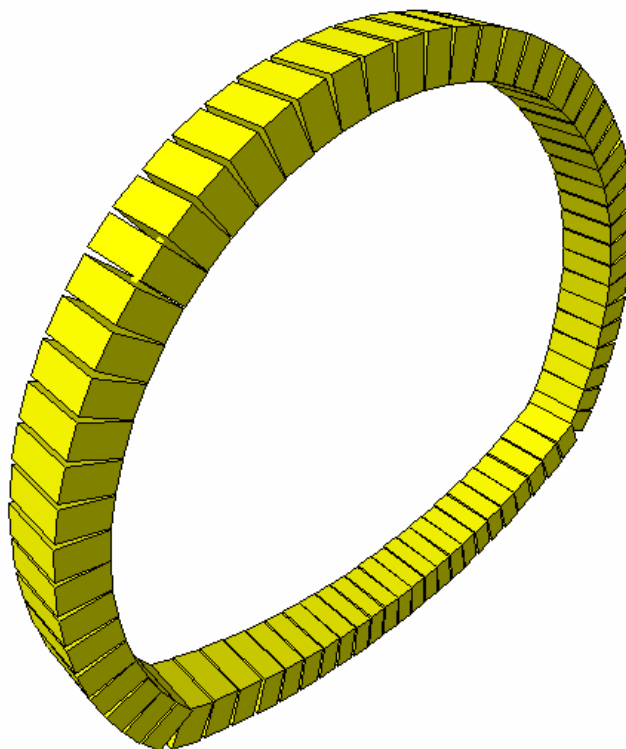


Figure 8-3

Modélisation du revêtement définitif en éléments « FRAME »

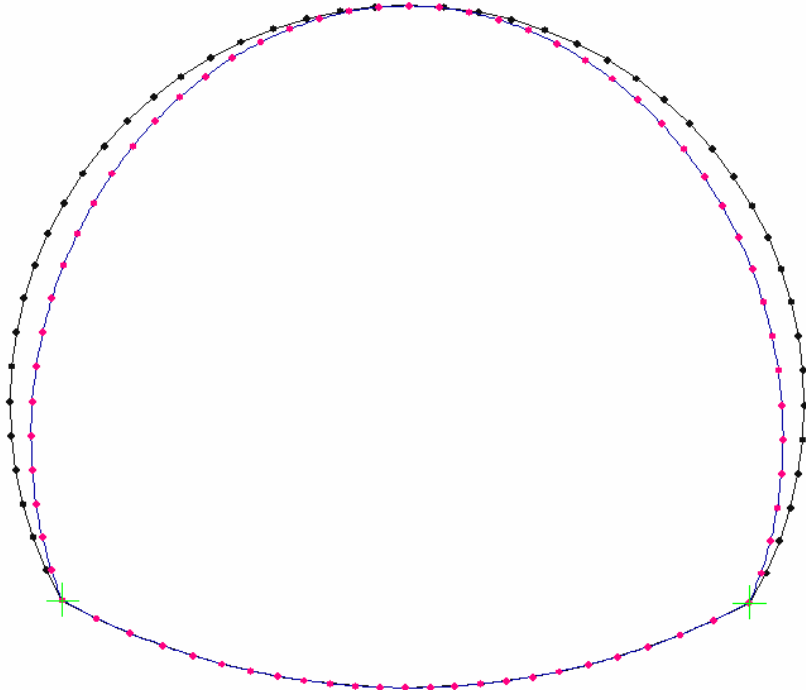


Figure 8-4
Déformation du revêtement

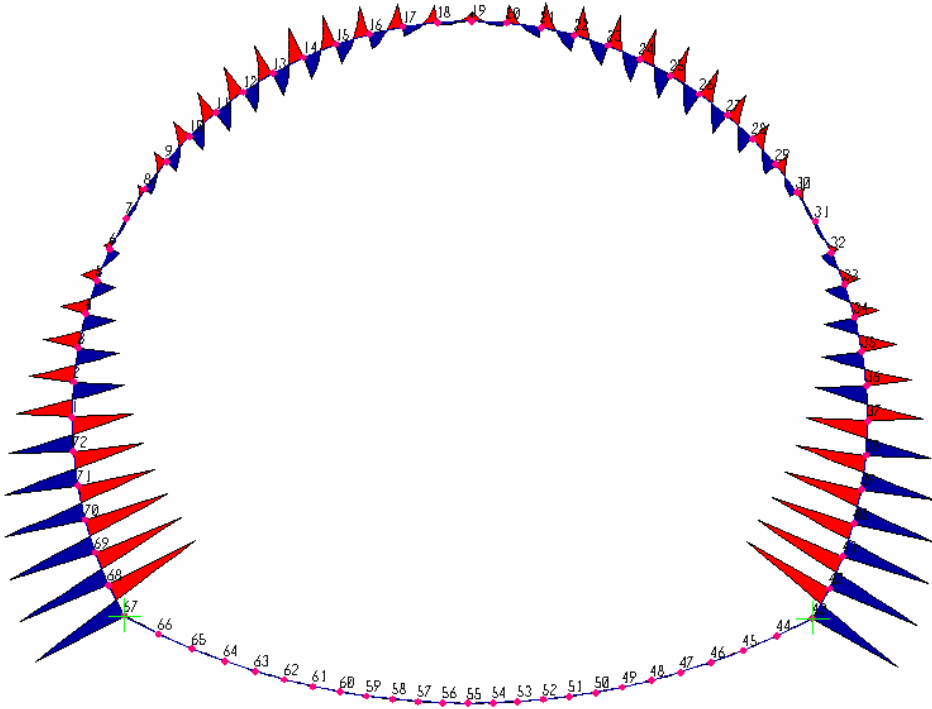


Figure 8-5
Diagramme des moments fléchissant

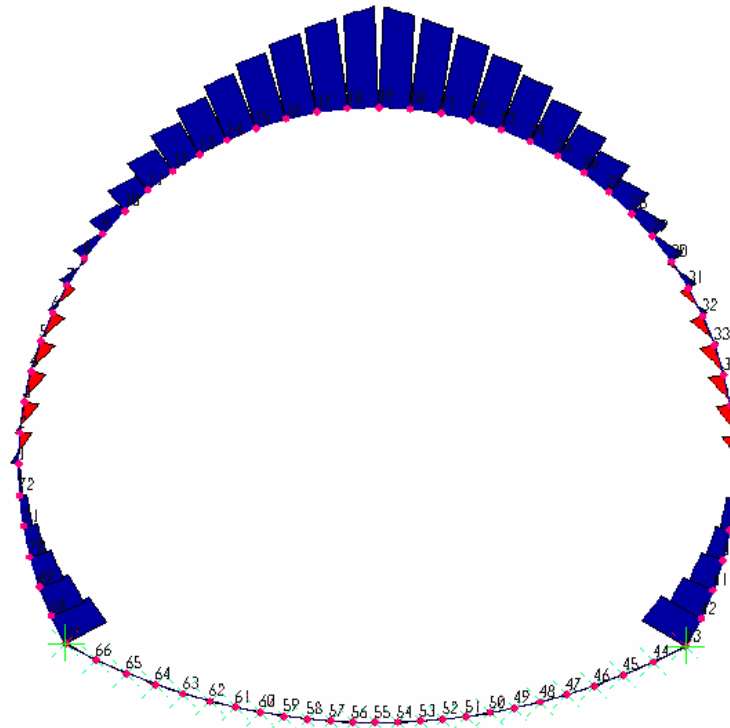


Figure 8-6
Diagramme des efforts normaux

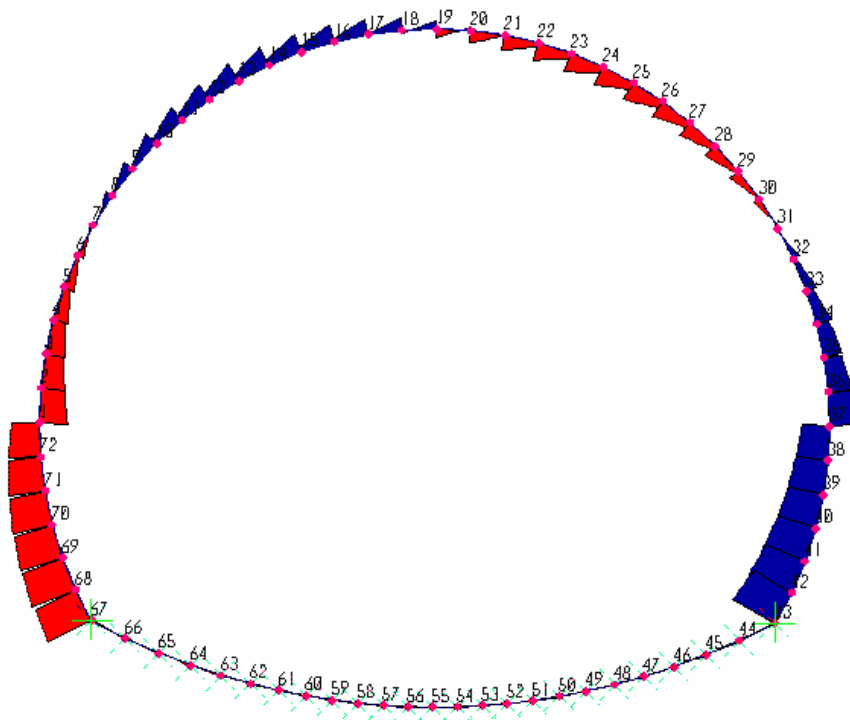


Figure 8-7
Diagramme des efforts tranchants

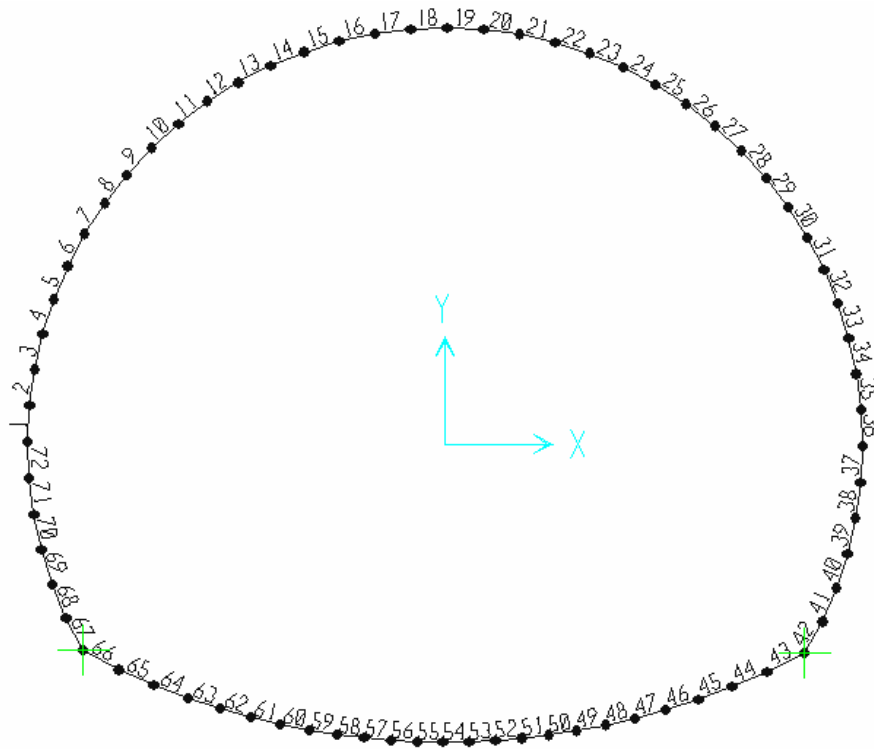


Figure 8-8
Indication de nœuds

Les efforts obtenus seront unifiés sur les trois parties du revêtement (la voûte, les pieds droits et le radier) en prenant le maximum de chaque partie.

Partie	Nœud de départ	Nœud d'arrivée
Voûte	7	31
Pieds droits	31	42
	7	66
Radier	42	66

Tableau 8-3
Parties du revêtement

PARTIE	M (KN.m)	N (KN)	T (KN)
VOUTE	94.47 (max)	-349.28	268.90
	12.27	-740.53 (max)	
PIEDS DROITS	-147.79 (max)	-344.43	657.69
	-144..08	-373.60 (max)	
RADIER	-1.12	-6.34	12.84

Tableau 8-4
Efforts internes dans le revêtement
dans le cas statique

PARTIE	M (KN.m)	N (KN)	T (KN)
VOUTE	59.37 (max)	-438 .5	322.68
	14.72	-888.64 (max)	
PIEDS DROITS	-177.35 (max)	-431.31	769.82
	-168.28	-448.43 (max)	
RADIER	-1.35	-7.60	15.41

Tableau 8-5
Efforts internes dans le revêtement
dans le cas dynamique

8-6 Ferrailages des parties du revêtement :

Le ferrailage est donné pour 1m de revêtements dans le sens longitudinal du tunnel. Les résultats ont été obtenus d'après les règles du BAEL.

8-6-1 Ferrailage longitudinal :

PARTIE		ELU		ELS		SECTIONS
		M_{max}	N_{max}	M_{max}	N_{max}	
VOUTE	SUP	2.61	9.98	5	18	6T20
	INF	7.43	11.31	14	20	6T20+4T8
PIEDS DROITS	SUP	12.67	12.95	23	23	8T20
	INF	0 $A_{S min}$	0 $A_{S min}$	0 $A_{S min}$	0 $A_{S min}$	4T16
RADIER	SUP	0.15 $A_{S min}$	0.15 $A_{S min}$	1 $A_{S min}$	1 $A_{S min}$	4T16
	INF	0.03 $A_{S min}$	0.03 $A_{S min}$	1 $A_{S min}$	1 $A_{S min}$	4T16

Tableau 8-6
Ferrailages dans le cas statique

PARTIE		ELU		ELS		SECTIONS
		M_{max}	N_{max}	M_{max}	N_{max}	
VOUTE	SUP	2.68	10.41	6	20	6T20+4T8
	INF	8.28	11.8	17	24	8T20
PIEDS DROITS	SUP	13.22	13.31	27	27	6T25
	INF	0 $A_{S min}$	0 $A_{S min}$	0 $A_{S min}$	0 $A_{S min}$	4T16
RADIER	SUP	0.16 $A_{S min}$	0.15 $A_{S min}$	1 $A_{S min}$	1 $A_{S min}$	4T16
	INF	0.03 $A_{S min}$	0.03 $A_{S min}$	1 $A_{S min}$	1 $A_{S min}$	4T16

Tableau 8-7
Ferrillages dans le cas dynamique

Le ferrailage obtenu dans le cas dynamique étant le plus important, il sera retenu pour le ferrailage du revêtement

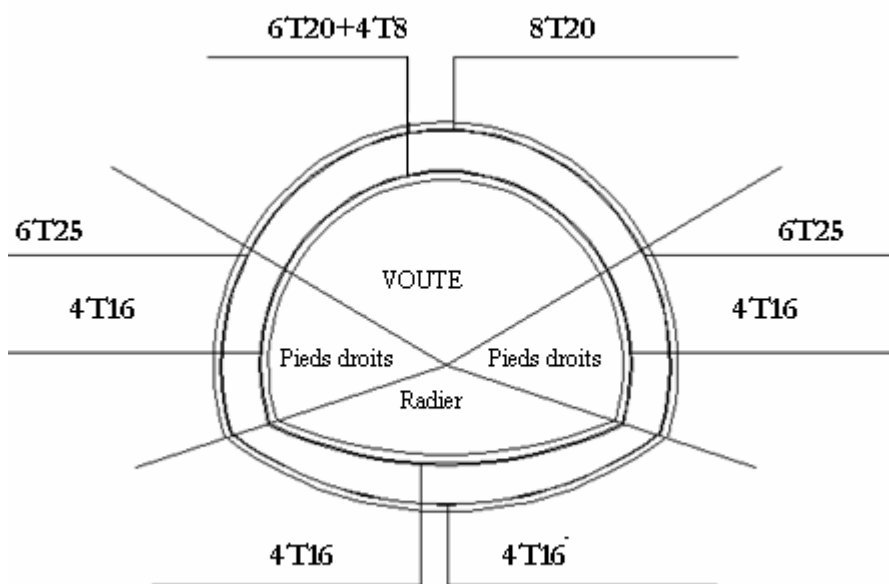


Figure 8-9
Disposition des armatures dans le revêtement

8-6-2 Ferrailage transversal :

Les fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) \text{ (BAEL)}$$

$$\min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 5MPa) = 2.5MPa \quad \text{Pour le cas statique}$$

$$\min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(3.26; 5MPa) = 3.26MPa \quad \text{Pour le cas dynamique.}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj} k \quad \text{Où} \quad k = 1 - 10 \frac{\sigma_{cm}}{f_{cj}} \text{ (F.C + trac)}$$

$$S_{tmax} = \min(0.9d; 40cm) \quad \text{On prendra } S_t = 20cm$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

PARTIE	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	τ_0 (MPa)	s_t (cm)
VOUTE	0.551	3.26	0.285	20
PIEDS DROITS	1.316	3.26	0.456	20
RADIER	0.026	3.26	0.62	20

On remarque qu'il n'y a pas nécessité de ferrailer le revêtement à l'effort tranchant, le béton seul peut reprendre l'effort tranchant. On disposera des cadres $\Phi 8$ comme armatures de montage.

8-6-3 Armatures de répartition :

Nous disposerons des armatures de répartition parallèlement à l'axe du tunnel telles

$$\text{que : } A_r = \frac{A_s}{4} = 5.75cm^2 \Rightarrow A_r = 4T14 / ml$$

8-7 Schémas de ferrailage :

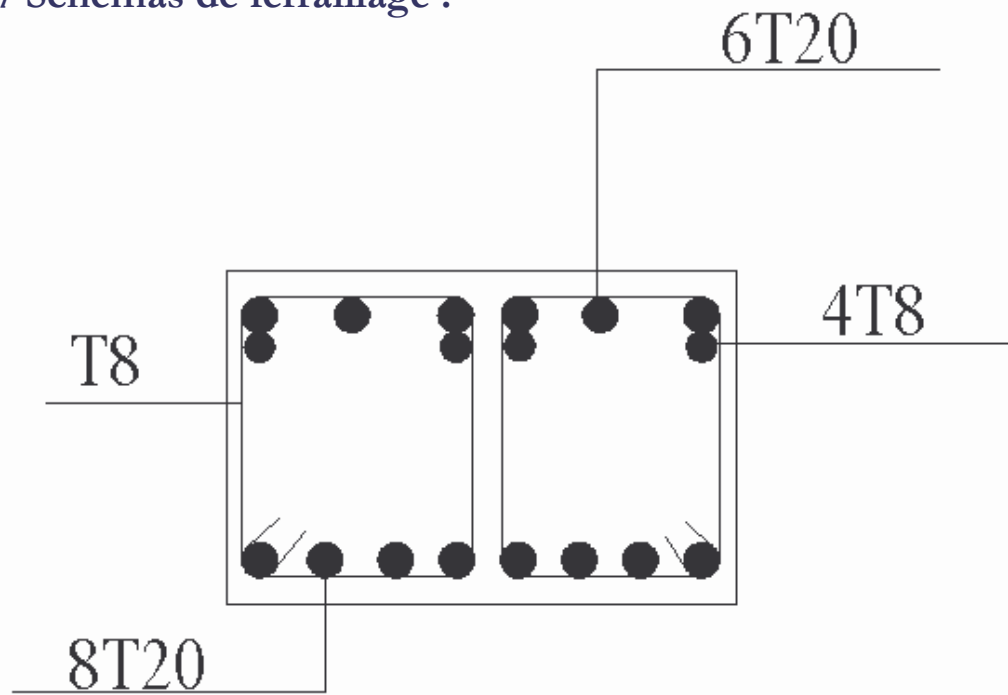


Figure 8-10 Ferrailage de la voûte

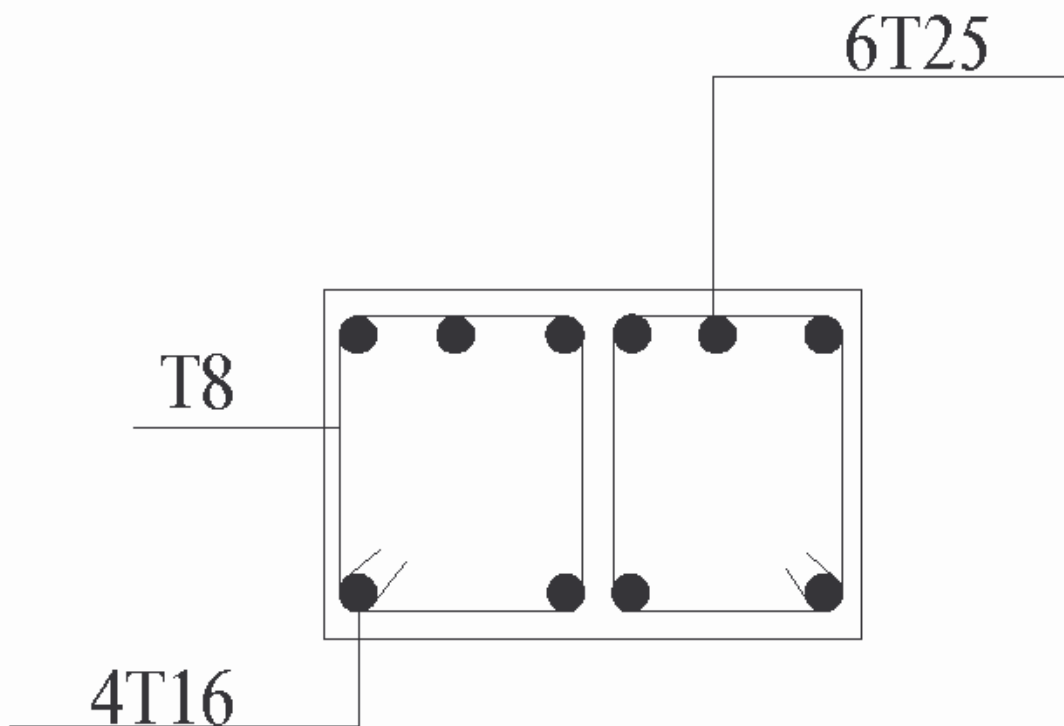
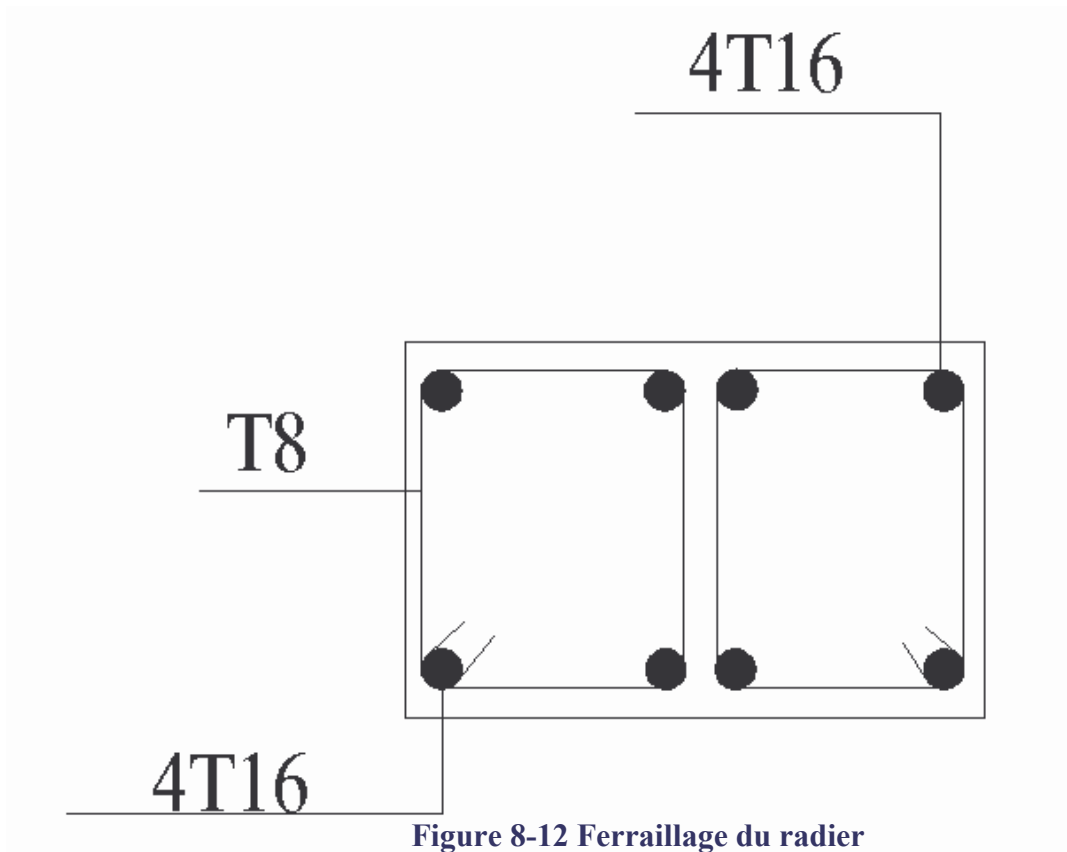


Figure 8-11 Ferrailage des pieds droits



8-8 Etanchéité :

L'étanchéité du revêtement sera assurée par un coulis de ciment tel que $\frac{E}{C} = 1$ au quel on ajoutera de la bentonite. Le coulis sera injecté à travers des réservations appelées « fourreaux » laissées tout les 2 à 3 m. L'injection sera arrêtée dès que l'on voit le coulis sortir des fourreaux latéraux.

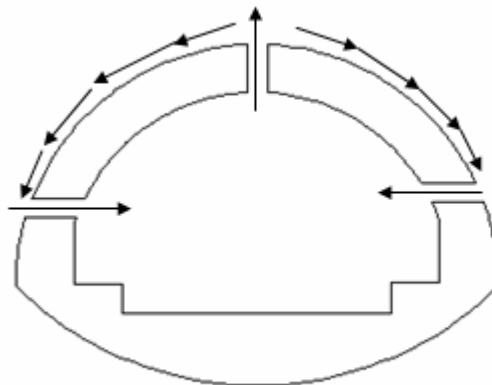


Figure 8-13 Mise en place de l'étanchéité

CHAPITRE 9 AUSCULTATION DES OUVRAGES

9-1 Rôle de l'auscultation dans la conception, l'exécution et la maintenance des ouvrages souterrains

9-2 Types de mesures

9-2-1 Mesure de convergence

9-2-2 Mesure de déplacements absolus

9-2-3 Mesure de pression sur le revêtement

9-2-4 Mesures de contrainte dans le revêtement

9-2-5 Autres mesures

9-2-6 Mesure effectuée dans les ouvrages en service

9-3 Définition d'un programme d'auscultation

9- 4 Interprétation des mesures

9-1 Rôle de l'auscultation dans la conception, l'exécution et la maintenance des ouvrages souterrains :

Les méthodes de calcul mises à disposition des ingénieurs permettent, la plupart du temps, de résoudre avec une bonne approximation le problème de la stabilité d'une excavation d'un point de vue numérique. Mais la détermination du comportement du massif rocheux, aussi bien à court terme qu'à long terme et le choix des paramètres qui y sont liés, constituent les difficultés essentielles dans l'étude d'un ouvrage.

L'auscultation, par exemple effectuée en galerie de reconnaissance permet de caler les modèles théoriques de calcul aux observations faites in situ.

Parallèlement les méthodes modernes de construction s'appuient sur un contrôle continu par l'auscultation de l'ouvrage en cours de construction pour adapter les méthodes à la situation réelle.

Pendant les travaux, surtout si la méthode appliquée est celle du soutènement immédiat (boulonnage et béton projeté), l'auscultation doit permettre :

- De vérifier constamment l'efficacité du soutènement en s'assurant de la tendance à l'équilibre.
- De surveiller, le cas échéant, l'influence des travaux sur l'environnement.

L'auscultation permet de contrôler ainsi la validité des modèles de dimensionnement et des paramètres qui y sont introduits. Parmi ces modèles, la méthode convergence confinement est sans doute la méthode la plus souple qui apporte à l'ingénieur de chantier le support théorique dont il peut avoir besoin pour adapter le projet aux conditions in situ.

Pour atteindre ces objectifs, l'auscultation pendant les travaux se doit de répondre au mieux aux conditions suivantes :

- Validité et facilité d'installation des appareils.
- Robustesse et protection d'autant plus que les appareils sont généralement posés au front de taille.
- Sensibilité et précision, pour déceler dès le début une évolution (car le facteur important est la mesure de la vitesse et de l'accélération des phénomènes).
- Lecture rapide et interprétation immédiate, d'une part pour ne pas rompre le rythme normal du chantier, d'autre part pour intervenir rapidement sur les travaux.
- Les quantités mesurées ne doivent pas être trop dispersées.

Après les travaux l'auscultation permet d'assurer la sécurité de l'ouvrage en exploitation. On distingue alors les mesures périodiques et les systèmes d'alarme.

Les premières sont assez semblable aux mesures faites pendant l'exécution mais s'étendent à la durée de vie de l'ouvrage, les secondes doivent permettre une intervention immédiate en cas de comportement anormal (arrêt du trafic par exemple). Cette auscultation concerne aussi bien les ouvrages récents que les ouvrages anciens.

Les appareils utilisés doivent être fiables à long terme et les mesures automatisées autant que possible. Les mesures transmissibles par fil permettent de les regrouper sans un même local si bien que se sont les plus couramment utilisés.

9-2 Types de mesures :

9-2-1 Mesure de convergence :

Les mesures les plus fréquentes effectuées sur les tunnels sont les mesures de convergence entre plots scellés aux parois.

On mesure, généralement à l'aide d'un fil invar maintenu à une tension constante par un dynamomètre, le rapprochement d'un point de la paroi génère une déformation de l'ensemble du massif. C'est pourquoi les mesures de convergence constituent le moyen de contrôle par excellence du bon comportement de l'ouvrage. Selon l'importance du tunnel, la section de mesure comprend une ou trois bases de mesures (piédroits et voûte) ou plus (piédroits, voûte,...) .La précision demandée est souvent de l'ordre de quelques centièmes de mm pour les ouvrages en exploitation et de l'ordre du dixième de mm pendant les travaux.

Effectuées le plus tôt possible à partir du front de taille, les mesures de convergence donnent la déformée de la section et son évolution dans le temps (évolution due à l'éloignement du front de taille, au fluage du terrain ou à l'action du soutènement).

9-2-2 Mesure des déplacements absolus:

Les mesures de convergence donnent le déplacement relatif de deux points situés sur les parois de l'excavation. Les déplacements absolus des parements de l'excavation pourraient être obtenus par des mesures topographiques l'inconvénient c'est qu'elles sont longues à effectuer et à interpréter et surtout elles n'auraient pas la précision recherchée.

En souterrain, on leur préfère des mesures directes de variation de distance entre un point de la paroi de l'excavation et un point « supposé fixe », ceci sera situé au fond d'un forage et suffisamment loin du tunnel pour sortir de sa zone d'influence. Ces mesures sont appelées mesures de convergence absolue. Elles sont effectuées avec des extensomètres en forage.

Il est possible d'implanter sur ces appareils plusieurs points de mesure de façon à obtenir la loi de déplacement du massif en fonction de la profondeur.

Les extensomètres utilisés sont parfois des fils tendus ou des barres scellés au fond du forage. Une meilleure précision est obtenue par une tige invar munie de capteurs électroniques mesurant le déplacement de points à l'intérieur du massif matérialisés par des bagues métalliques scellées au terrain.

Lorsque les extensomètres sont placés depuis l'intérieur de l'excavation, leur mode d'interprétation est similaire à celui des mesures de convergence. Ils peuvent en outre être maintenus en place pendant l'exploitation de l'ouvrage, les mesures ne nécessitant pas d'interrompre le trafic.

Lorsqu'ils sont placés en surface (si la convergence n'est pas trop importante) ou à partir d'excavation voisine, ils donnent le déplacement absolu à partir de l'état vierge du terrain et permettent de mesurer la part de convergence atteinte au passage du front de taille.

9-2-3 Mesure de pression sur le revêtement :

Les pressions sur un revêtement peuvent être mesurées par des cellules de pression totale placées entre le revêtement et le terrain. Il s'agit de vérins plats remplis d'un fluide dont la pression est transmise à un manomètre (type GLOETZL) ou à une corde vibrante (type TELEMAT). La mise en place est délicate car il faut assurer un contact parfait entre la cellule et les matériaux encaissants. L'appareil ne doit pas perturber la répartition de pression sur le revêtement. En outre, il s'agit d'une mesure locale qui dépend de la nature discontinue du milieu.

Pour toutes ces raisons, les valeurs des pressions obtenues sont souvent dispersées. Par contre l'intérêt réside dans le fait que l'on peut suivre l'évolution de chaque mesure en fonction du temps.

9-2-4 Mesures de contrainte dans le revêtement :

La mesure de la déformation d'ensemble du revêtement renseigne utilement sur son état de sollicitation.

Il est également possible de placer des extensomètres à l'intérieur du revêtement (extensomètres à corde vibrante type TELEMAT). Il s'agit là de mesures de déformations localisées. La connaissance du module de compressibilité du béton et au besoin des corrections de retrait (pour un revêtement neuf en béton) ou de température, il est possible d'en déduire la contrainte dans le revêtement.

A posteriori, la mesure de la contrainte dans le revêtement est possible avec la méthode du vérin plat, mais il faut que les plots soient scellés suffisamment profonds car le retrait différentiel qui peut se produire entre la peau du béton et le coeur perturbent la mesure. Cette méthode a également été utilisée dans des moellons de revêtement anciens.

9-2-5 Autres mesures:

Les mesures suivantes sont également envisageables:

- Mesures de tension des boulons à ancrages ponctuels par dynamomètre placé à la tête du boulon.
- Mesures tassométriques et/ou inclinométriques en forage (mesure du déplacement longitudinal et du déplacement transversal du forage).
- Mesure de contrainte sur les éléments de soutènement (jauges de contraintes, extensomètres, . . .).
- Mesure de convergence au laser.

9-2-6 Mesure effectuée dans les ouvrages en service:

Pendant l'exploitation de l'ouvrage, outre les mesures de déplacement de la paroi (extensomètres en forage) ou des contraintes dans le revêtement. Ces mesures peuvent être poursuivies après l'achèvement des travaux sans perturber l'exploitation. On peut également réaliser des mesures de contrainte au vérin plat (maçonneries anciennes), des mesures topographiques, des photogrammétriques ou des photo profils.

Les systèmes d'alarme ne sont pas très courants et restent à développer. Les fils parcourus par un courant électrique peuvent être tendus en voûte du tunnel, la chute d'un bloque et la rupture d'un fil provoque une alarme. Les capteurs de déplacement peuvent également être équipés d'alarme, bien que la valeur d'un seuil soit difficile à appréhender.

9-3 Définition d'un programme d'auscultation :

Les modèles numériques actuels font intervenir de nombreux paramètres liés

- A l'équilibre initial du massif rocheux (les contraintes naturelles) ;
- Au comportement du massif rocheux (ses caractéristiques de déformabilité et de résistance) ;
- Aux méthodes d'exécution (en particulier comportement du soutènement).

Le Chapitre 2 « Reconnaissances » traite des moyens disponibles pour déterminer, au stade d'étude. Les valeurs numériques à introduire dans les modèles adoptés.

L'auscultation, effectuée en galerie de reconnaissances, permet de caler le modèle de projet. Les instruments les mieux adaptés sont essentiellement le fil INVAR à tension constante et les extensomètres à points multiples

Cependant quoiqu'on fasse au cours des reconnaissances, il demeure une incertitude sur les conditions réelles, principalement aggravées lorsqu'il n'y a pas de galerie de reconnaissance. C'est pour cette raison que les méthodes modernes de construction prévoient une auscultation pendant les travaux.

Là encore ce sont les mesures de convergence et de déformation interne qui renseignent le mieux. Les appareils recommandés sont, comme en galerie de reconnaissance, le fil invar à tension constante et les extensomètres à points multiples. Ces instruments utilisés systématiquement sont la meilleure garantie de sécurité du chantier. Ils évitent des surdimensionnements coûteux.

Les mesures fondamentales sont les mesures de convergence relative au fil invar. Selon l'importance du tunnel, une section de mesure courante peut comprendre une ou plusieurs bases de mesure et selon la nature des terrains traversés, les sections peuvent être espacées de 25 à 100m. Assez fréquemment, particulièrement pour les tunnels de grande section, les sections de mesures courantes sont complétées par quelques sections de mesures renforcées comportant par exemple trois extensomètres à points multiples (un en voûte et un de chaque côté aux reins).

Dans le cas de difficulté locale particulière, on peut être amené à utiliser des instruments spéciaux. Des instruments complémentaires peuvent également être placés pour améliorer nos connaissances et nos moyens de calcul. Pour cela on utilisera alors des extensomètres dans le soutènement ou le revêtement, des cellules de pression ; etc.

La fréquence des mesures pendant les travaux dépend du terrain, mais surtout de la distance du front de taille (ouverture de la calotte, puis abattage du STROSS). Au début, les mesures sont au moins journalières, pour devenir hebdomadaires ou plus, sauf si une anomalie apparaissait, auquel cas une fréquence plus élevée serait reprise.

Pendant l'exploitation de l'ouvrage, la période des mesures dépend des conditions de service. Elles peuvent être annuelles ou biannuelles, ou dépendre des arrêts d'exploitation pour entretien

9- 4 Interprétation des mesures :

On ne considèrera dans ce paragraphe que les mesures de déplacements effectuées dans les tunnels pendant les travaux, l'auscultation doit permettre :

- De vérifier constamment l'efficacité du soutènement en s'assurant de la tendance à l'équilibre.
- De renforcer ou d'alléger s'il y a lieu ce soutènement, ou encore de modifier les techniques d'exécution.
- De comparer le comportement réel du massif avec les hypothèses prises en compte dans le calcul du projet.
- De surveiller, l'influence des travaux sur l'environnement.

L'interprétation des mesures de déplacements joue alors un rôle capital, car elle conditionne notamment la conduite des travaux. Elle doit être basée sur l'analyse des quatre paramètres suivant :

- l'amplitude des déplacements,
- la vitesse des déplacements,
- l'accélération des déplacements
- L'importance de la zone d'influence du creusement du tunnel.

1. Amplitude des déplacements :

L'amplitude des déplacements prévisibles est déterminée par les calculs effectués au stade d'étude. Une comparaison entre les déplacements prévus et les déplacements mesurés in situ permet de juger de la validité des hypothèses du projet. Toutefois, on retient rarement une valeur maximum admissible pour les déplacements, car l'amplitude des déplacements mesurés ne permet pas à elle seule de juger la stabilité de l'excavation.

Dans le cas particulier des tunnels en site urbain, un déplacement maximum admissible peut néanmoins être fixé pour limiter les mouvements en surface au voisinage des ouvrages environnants.

2. Vitesse de déplacements:

La vitesse de déplacement est maximum au passage du front dans le plan de mesure. Si l'on reprend les recommandations données à ce sujet par C.LOUIS, on peut admettre que le déplacement total prévu au passage du front doit descendre en dessous de 1/4 du déplacement total et de 1/20 après un délai d'une semaine.

3. Accélération du déplacement :

L'accélération est un critère de base utilisé pour l'interprétation des mesures de déplacement. Il est généralement admis qu'une accélération des déformations conduit à la rupture. En réalité, il apparaît que pour éviter la rupture, il faut constater qu'il n'y a pas « accélération » dans un graphe où l'échelle des temps n'est pas linéaire, mais logarithmique, c'est-à-dire qu'il faut un certain degré de décélération.

L'influence du soutènement doit être prise en compte pour une bonne interprétation : lors de son installation en considérant son renforcement. Une décélération non marquée ne peut être acceptée que dans les uns ou deux jours qui suivent le passage du front (ouverture de la calotte ou abattage du stross).

4. Gradient de déplacement :

Le gradient de déplacements dans le terrain autour de la cavité indique l'importance de la zone décomprimée et de la zone d'influence du creusement. Cette valeur doit être comparée aux résultats calculés.

Si le soutènement mis en oeuvre est à base d'ancrages, la situation est idéale lorsque les déplacements de la zone décomprimée s'annulent à l'intérieur de la zone boulonnée.

Lorsque ce n'est pas le cas, il convient d'être très vigilant et de s'assurer en particulier que la décélération des mouvements est suffisante.

5. Cas particuliers des tunnels en site urbain :

Pour les tunnels sous faible couverture en site urbain, des difficultés supplémentaires résultent de l'incidence des travaux sur les ouvrages environnants, généralement situés en surface.

L'auscultation en site urbain est donc principalement axée sur le contrôle des mouvements et des désordres en surface (tassements, fissuration d'ouvrages, etc...)

L'objet de ce travail a consisté à une étude bibliographique dans un premier temps. Suivi d'une familiarisation d'un logiciel de calcul en éléments finis. Ce dernier a été utilisé pour l'évaluation des efforts dans l'ouvrage et les différentes vérifications.

Par ailleurs, une auscultation et vérification des ouvrages souterrains existants a été proposée.

A cet effet, des conclusions et des recommandations ont été faites.

L'étude de ce projet nous a permis :

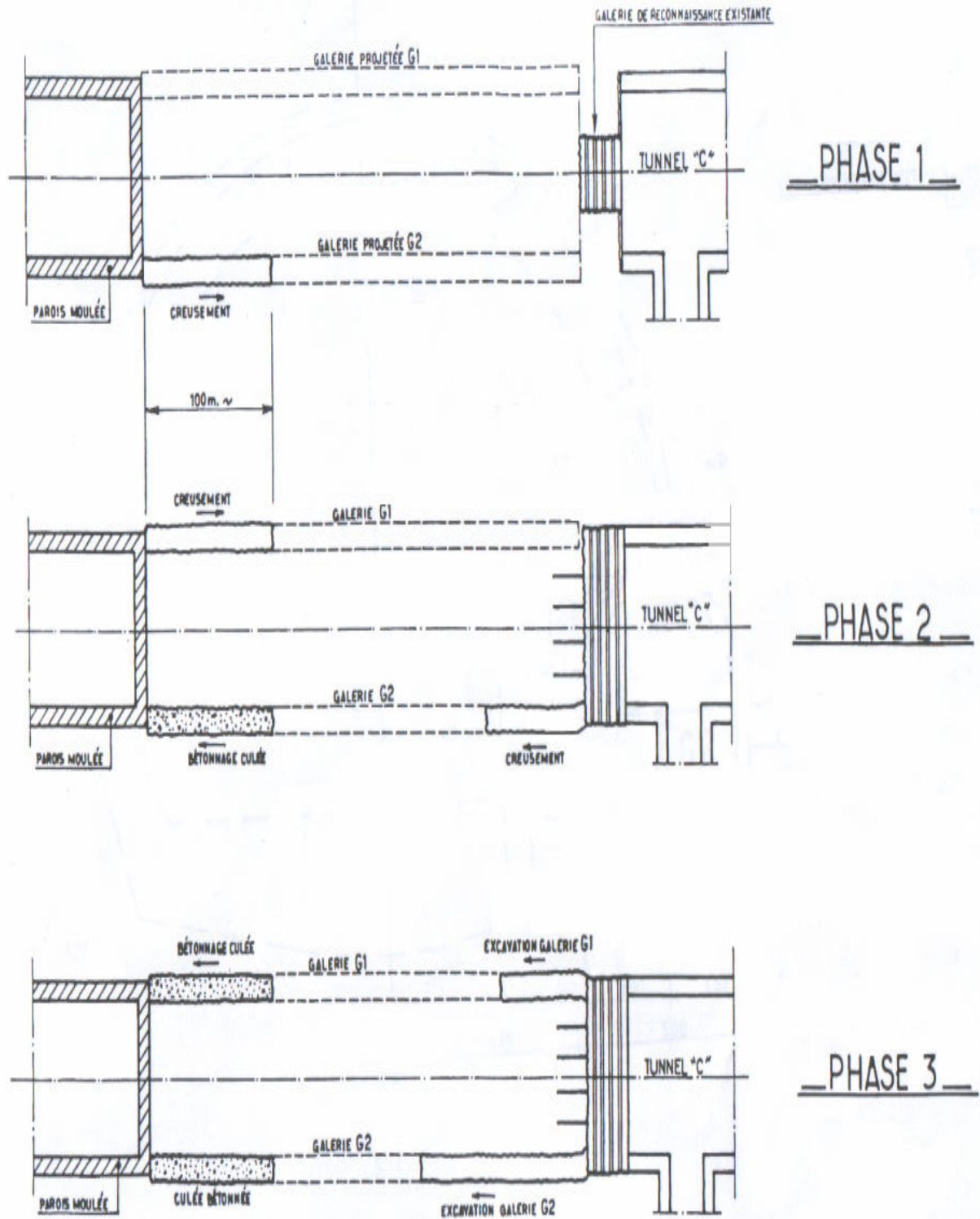
- La connaissance des différentes méthodes de creusement et de soutènement.
- L'importance des études géologiques, géotechniques et hydrologiques dans le choix de la méthode d'excavation, du soutènement ainsi que dans le choix du tracé du tunnel.
- La connaissance des différents moyens permettant l'amélioration du sol comme le jet grouting dans le cas où la couverture de la marne est inférieure à 1m ou bien quand on rencontre des poches de sable.
- La connaissance des différentes méthodes de détermination des charges agissant sur le tunnel.
- L'utilisation du SAP2000 pour la modélisation du soutènement et du revêtement d'une part et de déterminer les efforts internes d'autre part.
- Les efforts obtenus ont ensuite servi à la vérification du soutènement et au ferrailage du revêtement.
- L'importance du suivi et de l'auscultation de l'ouvrage avant et pendant sa mise en service.

Les plus grandes difficultés rencontrées ont été la collecte des informations et l'absence de réglementation spécifique aux tunnels en Algérie. C'est pourquoi on préconisera :

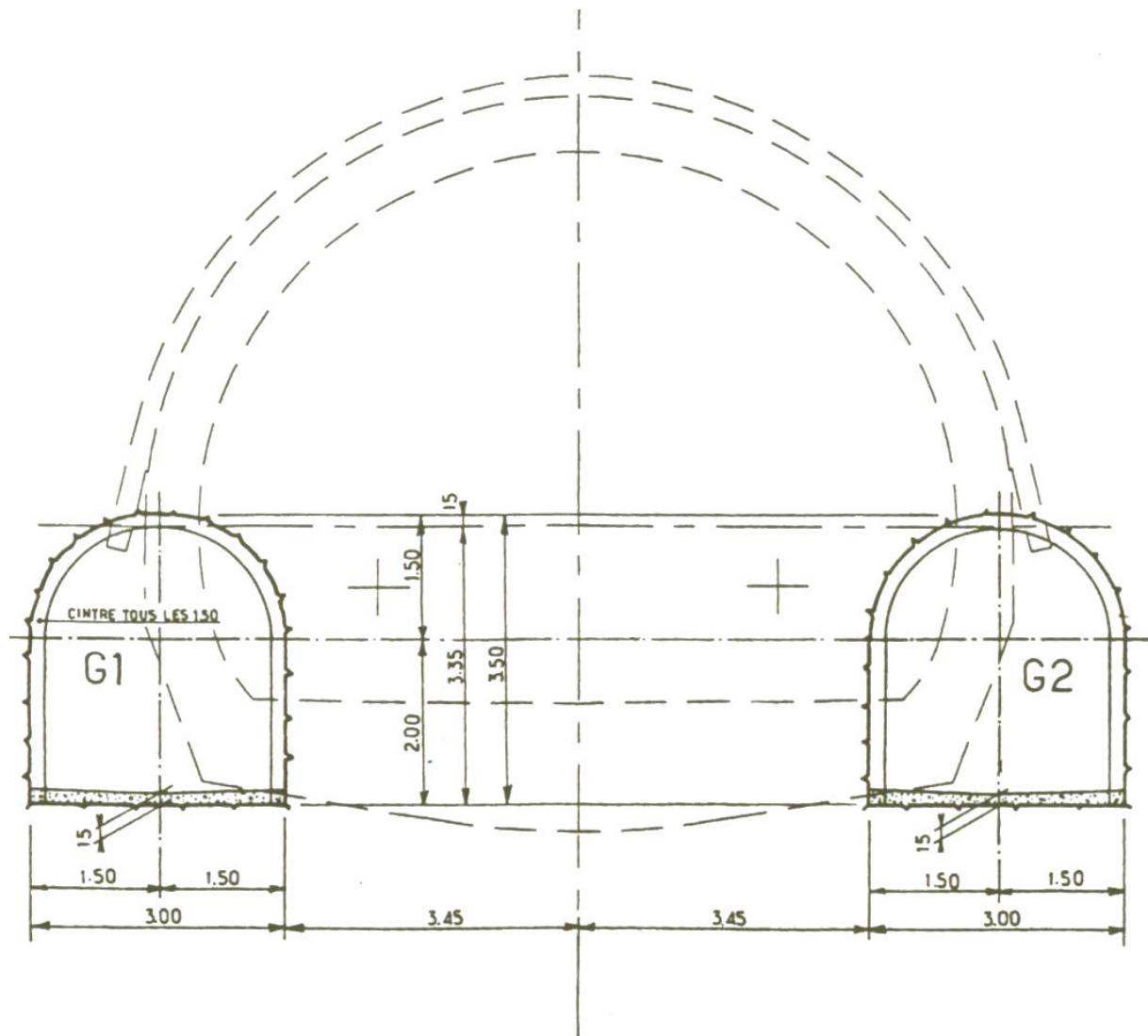
- La réalisation d'une base de données regroupant tous les résultats des différentes prospections et essais réalisés.
- La mise en place d'une réglementation pour les ouvrages d'art en général et les ouvrages sous terrains en particulier

- ❖ **S.BELKACEMI** note de cours « Mécanique Des Sols » E.N.P. ALGER 2005
- ❖ **R.BOUTEMEUR** note de cours « Béton Armé & Béton Précontraint » E.N.P. ALGER 2005
- ❖ **HAMOUTENE** note de cours « Charpente Métallique » E.N.P. ALGER 2005
- ❖ **C.CHERCHALI** « TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome I » O.P.U (1993)
- ❖ **C.CHERCHALI** « TUNNEL Calcul Revêtement Définitif Tome II » O.P.U (1993)
- ❖ **C.CHERCHALI** « TUNNEL Calcul D'une Station De Métro Tome III » O.P.U (1993)
- ❖ **C.CHERCHALI** « TUNNEL Calcul Des Talus Renforçés (Coulage Des Sols) Tome V » O.P.U (1993)
- ❖ **A.BOUVERD, G.COLOMBERT, F.ESTEUILLE** « Ouvrages Souterrains Conception-Realisation-Entretien »
- ❖ Revues De L'**A.F.T.E.S.**
- ❖ **KAROLY.SZECHY** « Traite de construction Des Tunnels » .1970.
- ❖ **METRO D'ALGER** « Etudes De Conception et D'ingénierie, Géotechnique et Reconnaissance Des Réseaux » ANNEXE 8
- ❖ **SAP 2000** Integrated Finite Element Analysis And Design of Structures Computers and Structures, Inc Berkeley, California, USA Version 7.44

SENS DE CREUSEMENT

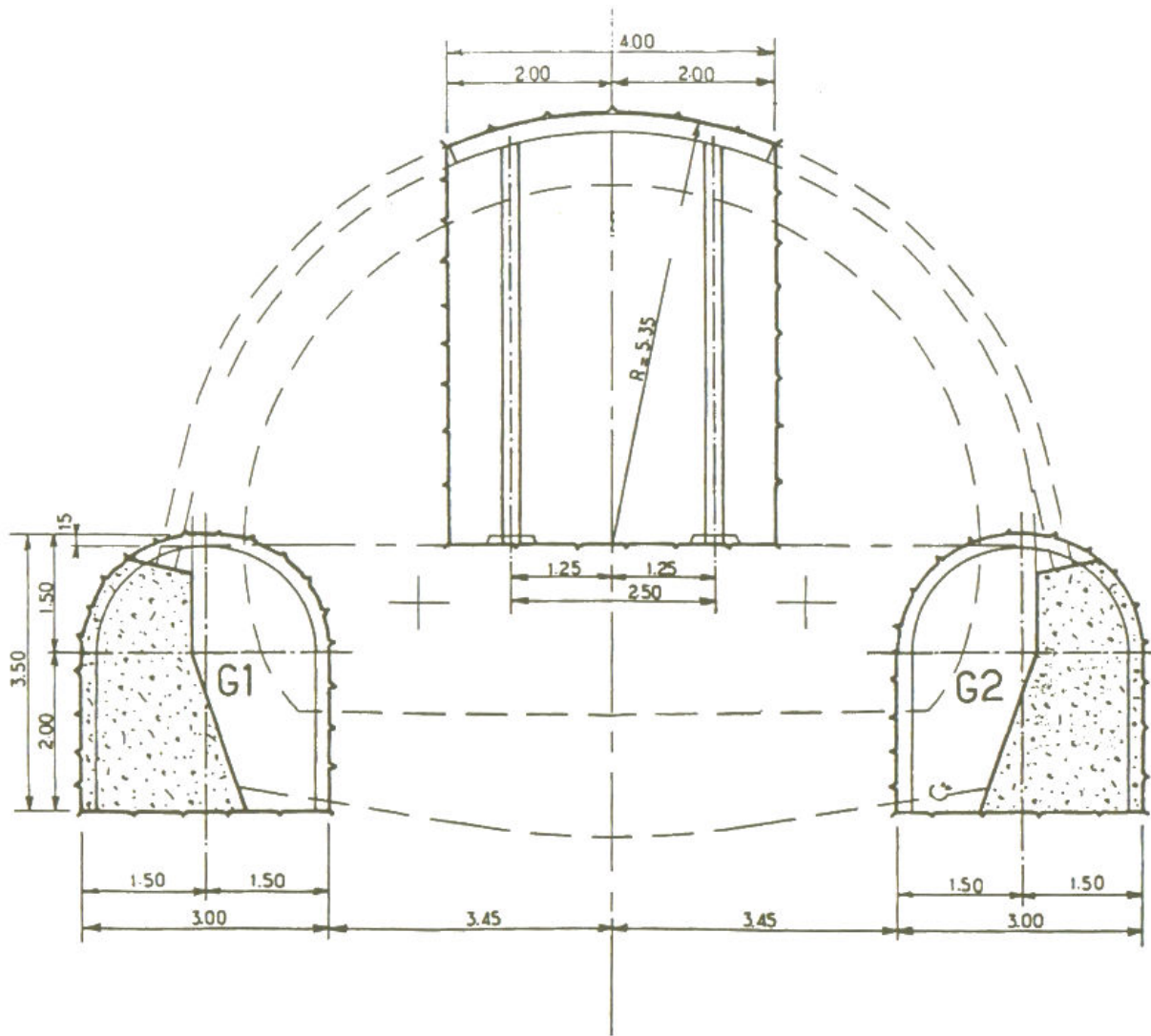


PHASE 1



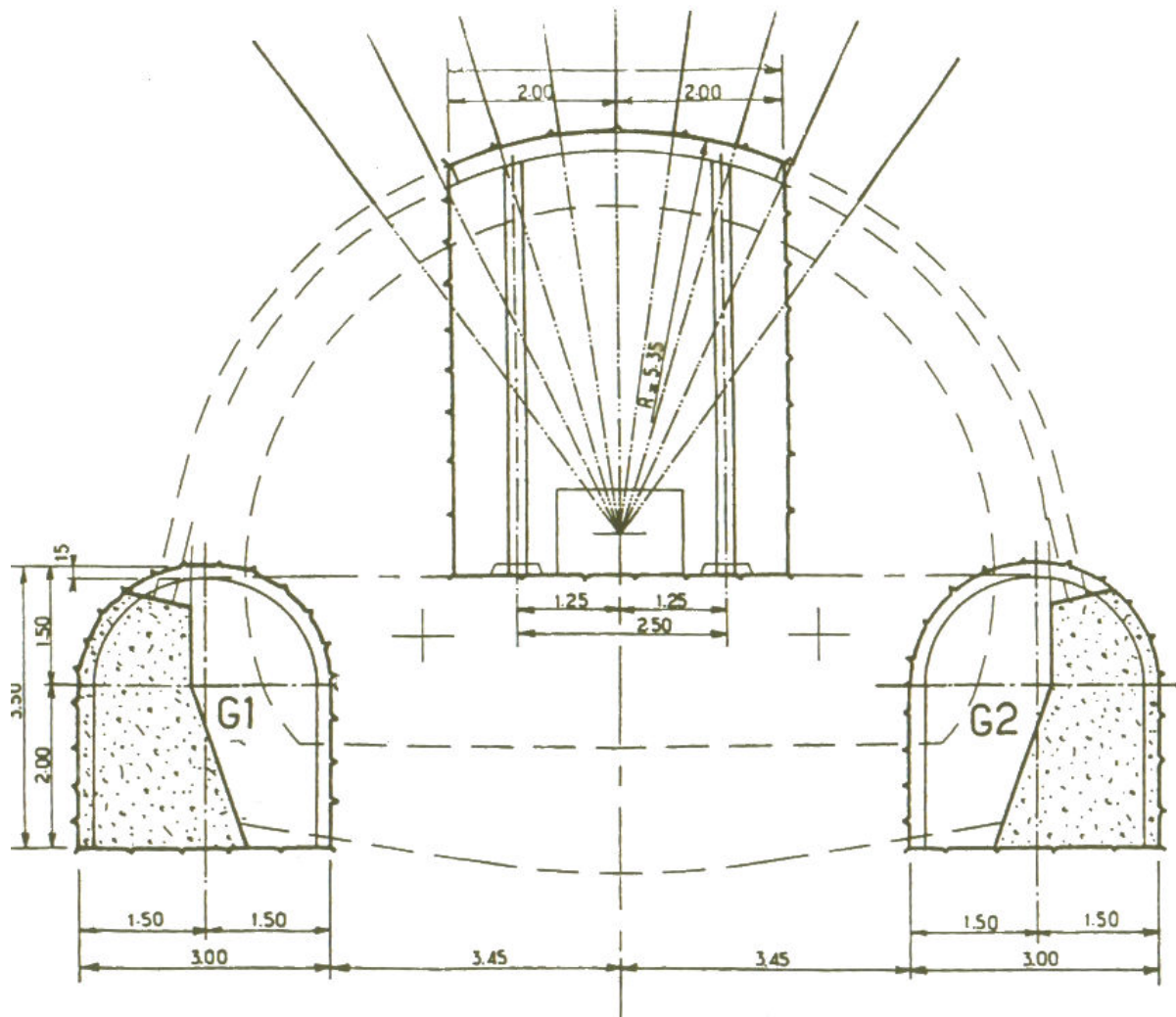
- Excavation des deux galeries latérales G2 puis G1 par volée de 1m maxi depuis coté tunnel entre parois moulées.
- Soutènement cintres légers et béton projeté $e=10$ cm
- Radier béton de propreté $e = 15$ cm

PHASE 3



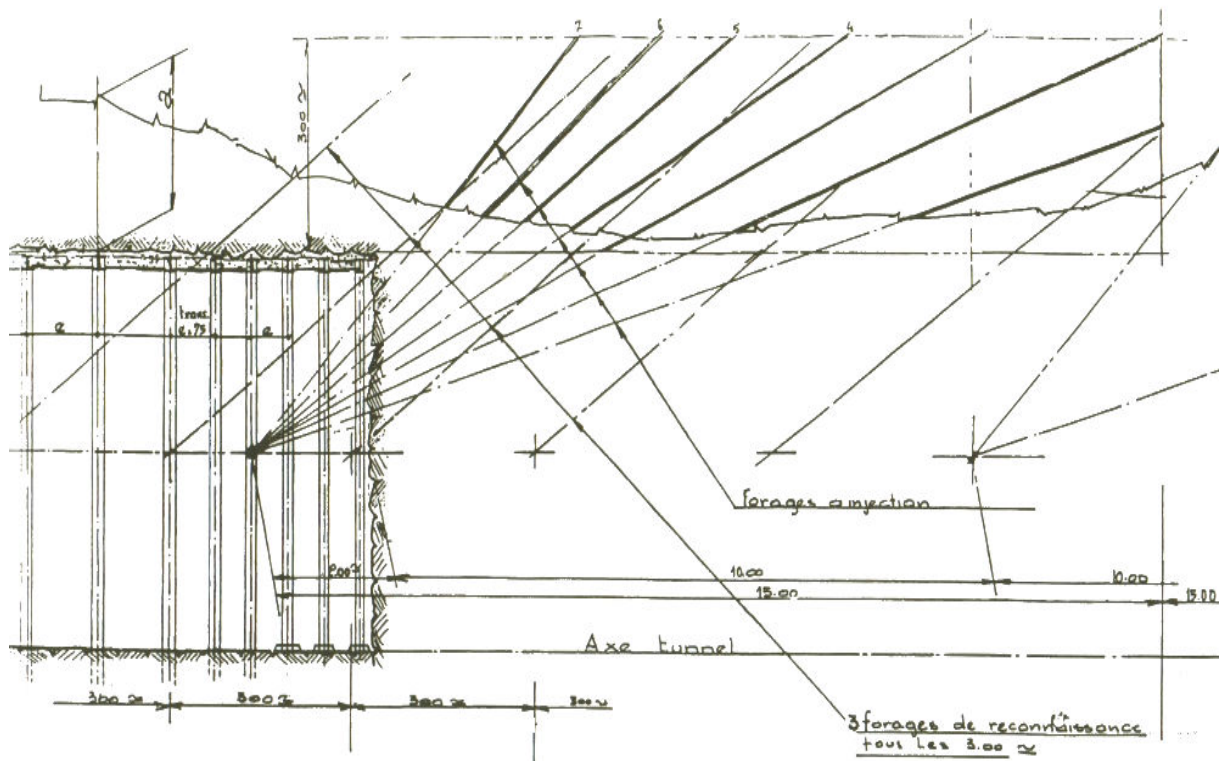
- Excavation de la galerie de reconnaissance par passe de 0.75 m
- Soutènement éventuel du front par béton projeté.
- Pose de l'élément de cintre sur étais verticaux.
- Blindage entre cintres : plancher de 40.
 - blocage béton entre blindage bois et excavation.
 - Ou béton projeté $e = 20$ cm. entre nouvellement posé et cintre précédent.

PHASE 4



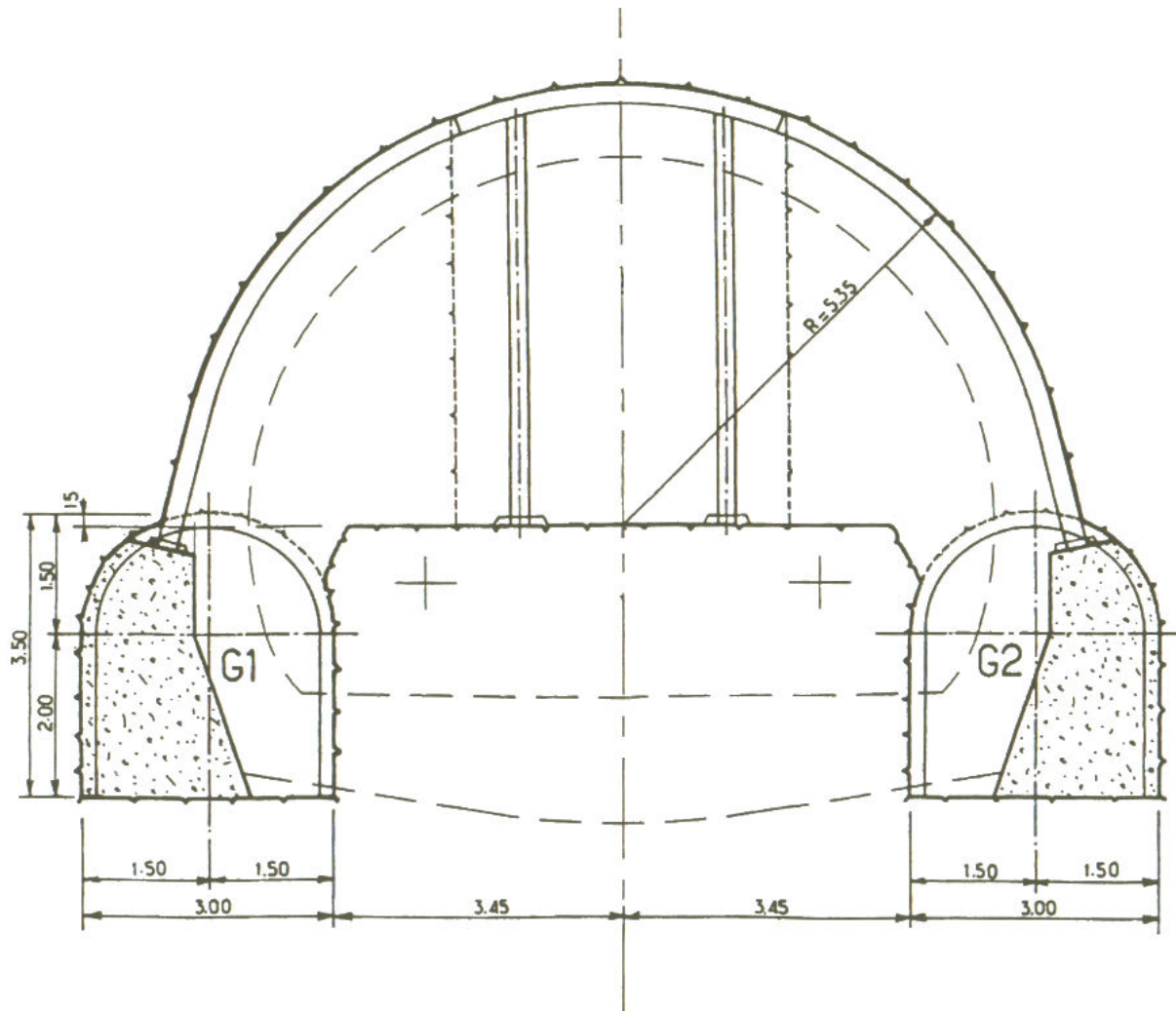
Forages pour injections : traitement éventuel d'une longueur de 15.00m (pour une excavation de 10.00m avant de reprendre éventuellement les injections).

Coupe longitudinale partielle
Forages de reconnaissance
Forages d'injection



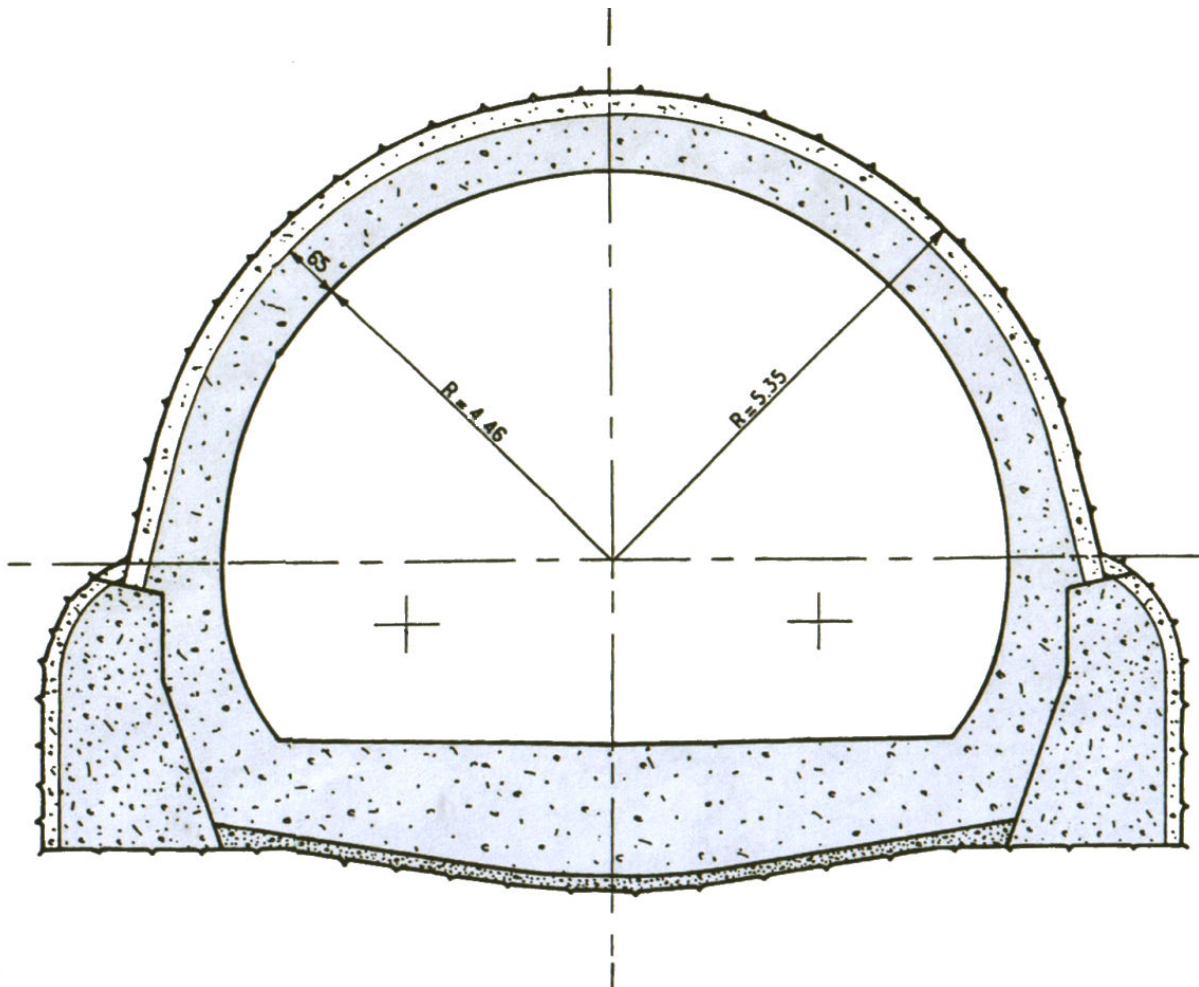
Pour $a < 2.00\text{m}$	$e = 0.6\text{m}$
$a > 2.00\text{m}$	$e = 1.20\text{m}$
$a > 3.00\text{m}$	$e = 1.75\text{m}$

PHASE 5



- Abattage latéral.
- Soutènement éventuel du front par béton projeté.
- Pose des éléments de cintres tous les 0.75 m. assemblage avec l'élément de voûte centrale calage des pieds sur culées.
- Blindage entre cintre plancher de 40cm.
- Blocage béton entre blindage et excavation

PHASE 6



- Excavation du stross.
- Radier béton de propreté $e = 15$ cm minimum.
- Revêtement béton du tunnel.

Abattage : Opération de désagrégation du terrain à excaver provoquant sa chute au pied de la paroi attaquée où les déblais sont repris par les engins de marinage. Ce terme est également employé, notamment au pluriel, pour désigner certaines phases d'exécution en section divisée (abattages latéraux).

Aléseur : Machine à appui radial réalisant la section définitive par alésages successifs à partir d'un avant-trou axial.

Anneau universel : Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au tunnelier dont les faces avant et arrière ne sont pas parallèles de manière à prendre une direction dépendant de la position de la clé.

Avancement : **Longueur** de tunnel sur laquelle une opération est effectuée pendant un temps donné (heure, jour, mois, poste). L'opération peut être une opération élémentaire (excavation, petite galerie, bétonnage, demi-section supérieure) ou l'ensemble d'un cycle d'opérations concourant à l'exécution de tout ou partie d'un tronçon d'ouvrage.

Blindage : Opération consistant à bloquer les terrains instables autour de l'excavation. Le blindage est obtenu la plupart du temps à l'aide de plaques en métal ou en béton, jointives ou non, bloquées au terrain encaissant et s'appuyant sur les cintres. Ce terme peut aussi désigner le matériel utilisé pour cette opération.

Blocage : Opération de mise en place d'un matériau (généralement du béton) utilisé pour le remplissage de l'espace vide entre un soutènement et la surface excavée.

Bouchon : En galerie ou en puits les mines disposent d'un plan unique de dégagement, constitué par le front d'abattage. Le bouchon est le plus petit ensemble de mines susceptible d'engendrer une seconde surface de dégagement en créant une cavité de forme donnée dont la profondeur atteint la longueur choisie pour l'abattage. Le bouchon peut être creusé manuellement, mécaniquement ou à l'explosif.

Boulon : Tige métallique destinée à renforcer la roche. Mise en place dans un forage, elle est ancrée dans la roche à une extrémité ou sur toute sa longueur et serrée sur la surface rocheuse au moyen d'une plaque et d'un écrou à l'autre extrémité qui est filetée. Pour renforcer le front de taille des tunnels on utilise des boulons en fibre de verre de grande longueur, faciles à détruire lors de l'abattage.

Boulonnage radial : Opération consistant à renforcer le terrain autour d'une galerie par des boulons disposés radialement en auréoles successives.

Calotte : Partie supérieure et centrale de la voûte.

Cintre : Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. Il est généralement en acier.

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

Cintre réticulé : Cintre constitué de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton armé) liaisonnées par des aciers secondaires constituant une "réticulation".

Clé (de voûte) : Section de la voûte située dans son plan de symétrie.

Confinement (contrainte de) : Contrainte qui apparaît à l'interface entre le terrain encaissant et le soutènement (ou le revêtement) et qui résulte de leur interaction.

Confinement : Désigne le phénomène générateur des contraintes de confinement et éventuellement les moyens mis en œuvre pour le provoquer.

Convergence : Variation de longueur de toute corde d'une section droite d'une cavité souterraine, mesurée après excavation. S'utilise aussi pour désigner le déplacement radial d'un point de la paroi. Désigne également le phénomène qui provoque ces variations de longueur.

Couverture : Distance verticale mesurée entre la cote de la surface du terrain naturel et la cote de la clé de voûte. La couverture latérale est la plus petite distance entre la surface du versant et la paroi de l'excavation.

Creusement : Ensemble des opérations d'abattage et de marinage. Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel.

Cuvette de tassement : Dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel.

Décompression (zone décomprimée) : Phénomènes qui accompagnent la modification des contraintes naturelles dans le terrain au voisinage de l'excavation. Dans les roches, la décompression peut se traduire par l'ouverture ou la création de fissures dans certaines zones et par le dépassement de la limite de rupture en compression dans d'autres zones.

Déconfinement : Phénomène de diminution de contrainte à la paroi d'une cavité.

Découpage soigné : Adaptation du plan de tir consistant à rapprocher les trous de couronne, à limiter la charge d'explosif et à la répartir tout le long des trous en vue de diminuer les irrégularités de la surface de dérochement. Le tir des charges de couronne est effectué en dernier dans la mise à feu de la volée.

Demi-section : Le creusement en demi-section désigne le creusement d'un tunnel en deux phases décalées dans le temps et dans l'espace. On réalise d'abord le creusement de la demi-section supérieure puis celui de la demi-section inférieure (ou stross).

Direction (creusement en) : Cas où l'axe du tunnel est sensiblement parallèle aux couches successives ou aux principales discontinuités.

Enfilage : Soutènement réalisé avant abattage par enfoncement dans le terrain de barres ou profilés métalliques en pourtour de la future excavation.

En profil (ou sous profil) : Volume de terrain situé, après excavation, à l'intérieur du contour prévu. Peut également s'appliquer au volume de revêtement qui serait à l'intérieur du contour prévu pour l'intrados.

Erecteur : Dispositif mécanique permettant la mise en place du soutènement provisoire ou définitif (et notamment des anneaux de voussoirs dans le creusement au tunnelier).

Etanchement : Opération visant à limiter à une valeur acceptable ou à annuler le débit d'eau qui traverse un revêtement.

Excavation : Ensemble des deux opérations d'abattage et de marinage. Peut désigner le résultat c'est-à-dire le volume vide laissé par celles-ci.

Extrusion : Déplacement axial vers la cavité du noyau de terrain non encore excavé situé en avant du front de taille.

Foration : Opération consistant à réaliser un trou à l'aide d'un outil animé d'un mouvement de rotation et/ou de percussion (pour mise en place de mines ou de boulons).

Grippeur : Ensemble destiné à supporter la poussée d'un tunnelier en bloquant la machine contre le terrain au moyen d'un patin d'appui mû par un vérin. S'utilise sur les machines pleine face en roche dure.

Habillage : Structure légère (ou même simplement peinture) mise en place contre la paroi du tunnel et n'ayant pas de rôle de soutènement.

Hors-profils : Volume excavé à l'extérieur d'un contour prévu.

Injection de bourrage : Injection de remplissage du vide annulaire laissé à l'arrière du tunnelier, à l'échappement du joint de queue, dans le cas d'un tunnel revêtu par voussoirs.

Joint de queue : Joint assurant l'étanchéité entre la jupe et les anneaux de voussoirs.

Jumbo : Matériel utilisé pour la perforation des trous de mines. Le jumbo, quand il est assisté par ordinateur, assure l'implantation, le guidage et la perforation automatique de la volée.

Jupe : Partie cylindrique arrière d'un bouclier, servant de protection et pouvant n'intéresser qu'une partie de la section. Le revêtement par voussoirs est généralement mis en place à l'abri de celle-ci.

Machine à attaque ponctuelle : Machine n'attaquant qu'une partie du front de taille et dont la conception initiale n'est pas liée à une forme de section déterminée a priori.

Machine pleine section : Machine excavant en une seule fois la totalité du front de taille et assurant le ramassage des déblais. On emploie aussi le terme : machine foreuse pleine section.

Marinage : Opération comprenant le chargement et l'évacuation à l'extérieur du tunnel des déblais provenant de l'abattage, ou "marin".

Outil : Outil de creusement monté sur la roue de coupe et servant à la désagrégation du terrain (de type molette, pic, dent, couteau).

Piédroits : Parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.

Plan de tir : Plan donnant la position, la profondeur, le diamètre et la direction des trous de mine dans le front de taille d'un tunnel ou d'un puits. Le plan de tir indique les charges mises en place dans chaque trou, le bourrage et l'amorçage utilisés.

Plein cintre : Profil voûté dont la fibre moyenne de la voûte est un cercle.

Pleine section : Creusement en une seule phase de la totalité de la section d'un tunnel.

Prédécoupage : Réalisation d'une saignée ou d'une ligne de découpe le long du contour de l'excavation avant l'abattage de celle-ci ; elle peut être réalisée :

- soit à l'explosif (prédécoupage à l'explosif) ;
- soit par havage mécanique (prédécoupage mécanique), notamment en vue de réaliser une prévoûte par remplissage de béton dans la saignée.

Pré-soutènement : Soutènement mis en place à la périphérie de la section à excaver, en avant du front de taille (par exemple : prévoûte; voûte-parapluie).

Prévoûte Voûte réalisée par mise en place de béton dans une saignée pratiquée dans le terrain en avant du front de taille selon le contour de la section à excaver.

Profils types : Coupes types d'un ouvrage souterrain linéaire qui s'appliquent à des tronçons où les caractéristiques du terrain sont sensiblement uniformes. Les profils types fixent les caractéristiques géométriques de l'excavation et de son revêtement ainsi que les dispositions de principe du soutènement.

Purge : Elimination des blocs instables de la paroi de l'excavation.

Radier : Partie inférieure du tunnel située entre les deux pénédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.

Radier contre-voûté : Radier bétonné en forme de voûte inversée, le point le plus bas du radier étant situé dans le plan de symétrie de l'ouvrage.

Rein : Partie de la voûte comprise entre la calotte et les naissances.

Revêtement : Ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement pour assurer la stabilité définitive de l'ouvrage souterrain. Le revêtement constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel.

Roue de coupe : Voir tête de foration.

Section divisée : Méthode de creusement consistant en l'ouverture d'une (ou plusieurs) galerie (s) de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser.

Séquentiel (creusement) : Désigne une méthode d'exécution où les opérations de creusement et de soutènement sont bien distinctes, par opposition au creusement au tunnelier où la même machine réalise les deux opérations en continu.

Soutènement : Ensemble des dispositifs assurant la stabilité provisoire (jusqu'à la mise en place d'un revêtement définitif) de l'excavation et la sécurité du chantier : boulons, cintres, blindage, béton projeté. Opération consistant à mettre en œuvre ces dispositifs.

Stross : Terrain à excaver situé dans la partie inférieure du profil comprise, en hauteur, entre la demi-section supérieure et le radier et, en largeur, entre les piédroits.

Terrain encaissant : Terrain dans lequel est réalisé un ouvrage. Le terrain encaissant peut être surmonté par des couches de terrain de nature différente.

Tête de foration : Partie d'un tunnelier qui porte les outils de creusement du terrain et éventuellement le dispositif de ramassage des déblais. Autre dénomination : Roue de coupe.

Tir : Opération consistant à mettre à feu l'explosif.

Tir séquentiel : Système d'amorçage programmé des différentes lignes d'un plan de tir.

Travers banc (creusement en) : Cas où l'axe du tunnel se rapproche de la direction normale aux couches de terrain ou principaux plans de discontinuités.

Tunnelier : Machine destinée à réaliser des tunnels assurant des fonctions étendues pouvant aller de l'excavation à la pose du revêtement final.

Vide annulaire : Vide situé entre l'extrados de l'anneau de revêtement et le terrain à la sortie de la jupe.

Vis d'extraction : Vis sans fin assurant l'extraction des déblais de la chambre d'un tunnelier ainsi que le maintien de la pression dans celle-ci en mode fermé.

Volée : Ensemble des trous de mine chargés. Désigne également le volume de terrain abattu au cours d'un tir ou la longueur de l'excavation correspondante.

Voussoirs : Eléments préfabriqués dont l'assemblage constitue le soutènement et/ou le revêtement d'un tunnel (généralement creusé au moyen d'un tunnelier). Ils peuvent être en acier, en béton, en fonte ou en fonte ductile.

Voûte active : Procédé consistant à réaliser une voûte constituée d'éléments de voussoirs préfabriqués mis en place par un portique de pose et mis en compression contre le terrain par l'intermédiaire d'une clé de voûte munie de vérins.

Voûte-parapluie : Voûte constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement ; la voûte peut également être constituée de colonnes de jet-grouting armées.

Le choix du soutènement des ouvrages souterrains est conditionné par les critères relatifs aux terrains encaissants (résistance de la roche, conditions hydrologiques...) et par les critères relatifs à l'ouvrage et son mode d'exécution (dimension de la cavité, le procédé de creusement . . .).

Ces classifications ont pour but de choisir le type de soutènement approprié à l'ouvrage. Pour classer le rocher, il faut définir un certain nombre de paramètres quantifiables qui puissent recouvrir toutes les qualités du massif.

Nous citerons les méthodes les plus importantes et les plus utilisées. Nous signalons toutefois que ces méthodes sont empiriques et reposent sur l'expérience acquise.

C-1 Méthode de TERZAGHI-PROCTOR :

La méthode la plus utilisée fut longtemps la méthode de K.TERZAGHI (1946) qui classe les milieux rocheux en neuf catégories en fonction d'observations qualitatives.

La hauteur de terrain décomprimé pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule générale

$$H = k \times (b + m)$$

Avec :

H : Profondeur de l'ouvrage.

h : Hauteur de la zone décomprimée.

b : Largeur de la galerie.

m : Hauteur de la galerie.

k : Coefficient dépendant de la nature du terrain (variant de 1 à 1.5).

φ : Angle de frottement interne du sol.

Classes	Nature de la roche	Charge h	Remarques
I	Dure et intact.	0 à 0.25 b	Quelques ancrages Dans le cas de chutes de pierres.
II	Dure et stratifiée.	0 à 0.5 b	Soutènement léger.
III	Massive avec quelques joints.	0 à 0.25 b	Variation brutale de la charge d'un point à un autre.
IV	Modérément ébouluse.	0.25 à 0.35 (b + m)	Pas de pression latérale.
V	Très ébouluse.	0.35 à 1.10 (b + m)	Peu ou pas de pression latérale.
VI	Complètement broyée mais chimiquement intacte.	1.10 (b + m)	Pression latérale considérable.
VII	Roche fluante à profondeur modérée.	1.10 à 2.10 (b+m)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés.
VIII	Roche fluante à grande profondeur.	2.10 à 4.50 (b + m)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés.
IX	Roche gonflante.	Indépendant de b et m Jusqu'à une profondeur de 0.75 m	Cintres circulaires. Dans les cas extrêmes, utiliser des cintres coulissants.

**Tableau C-1- Hauteur du terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel
(D'après M.PROCTOR et K.TERZAGUI).**

NB : Cette classification suppose que la clé de voûte est en dessous du niveau hydrostatique. Si elle était située au-dessus, les valeurs données pour la classe IV et VI devront être Réduites de 50 %.

C-2 Méthode de D.DEER :

Cette méthode se base sur le **Rock Quality Designation** pour designer la qualité de la roche et classer le massif.

Le RQD est déterminé à partir d'observations faites sur les échantillons prélevés lors des sondages carottés. Il est égal au pourcentage de la somme des longueurs de morceaux supérieurs à 10 cm, sur la longueur de la passe de carottage.

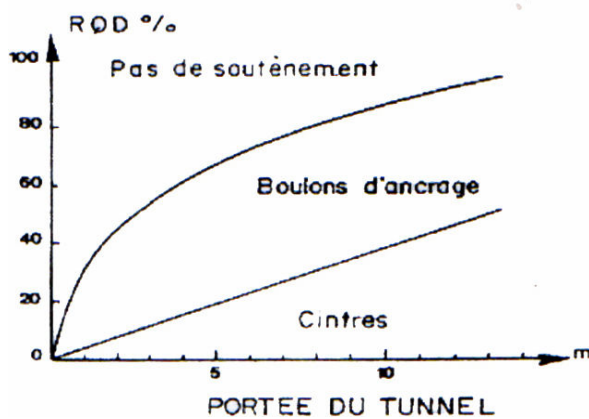
$$RQD = 100 \times \frac{\text{Longueur totale des morceaux supérieurs à 10 cm}}{\text{Longueur de lapasse}}$$

NB: Généralement pour plus de précision, le RQD est calculé pour chaque mètres de carottage (la longueur de la passe est alors égale à 1 mètres) et il convient d'utiliser un carottier de $\varnothing > 50$ mm.

RQD%	Désignation qualité de la roche
0-25	Très médiocre
25-50	Médiocre
50-75	Moyenne
75-90	Bonne
90-100	Excellente

Tableau C-2 Classification des massifs rocheux en fonction du RQD (D'après D.DEER).

NB: Un autre chercheur en l'occurrence AMERRIT, a proposé un diagramme permettant de déterminer le type de soutènement en fonction du RQD et de la portée de l'ouvrage.



Type de soutènement en fonction du RQD et de la portée du tunnel (D'après A. MERRITT)

C-3 Méthode de BIENIAWSKI :

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

- La résistance à la compression simple ou essai FRANKLIN (pour les roches dures).
- Le RQD pour caractériser la qualité du rocher.
- L'espacement des joints. Le terme joint comprend tous les types de discontinuités (stratification, schistosité, fractures, diaclases).
- La nature des joints.
- Les venues d'eau.

Chaque paramètre reçoit une note d'après le tableau C-3 ci-dessous

Paramètres			COEFFICIENTS						
1	Résistance de la Roche	Indice FRANKLIN MPa	>8	4-8	2-4	1-2	Indice de FRANKLIN inutilisable		
		Résistance à la compression MPa	>200	100-200	50-100	25-50	10-25	3-10	1-3
	NOTE		15	12	7	4	2	1	0
2	RDQ%		90-100	75-90	50-70	25-50	<25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints [m]		>3	1-3	0.3-1	0.05-0.3	<0.05		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continues Epontes en contact Epontes non altérée	Surfaces légèrement rugueuses épaisseur <1m Epontes non altérée	Surfaces légèrement rugueuses épaisseur <1m Epontes altérée	Surfaces lustrées ou remplissage <5mm ou joint ouvert 1à5mm joints continus	Remplissage mou >5mm ou joints ouverts >5mm ou joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau		<25l/mn	25-125l/mn	>25l/mn		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Hydrogéologie	Complètement sec		Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problème sérieux de venue d'eau		
	Note		10		7	4	0		

Cette appréciation générale de la qualité du massif doit ensuite être ajustée, pour tenir compte de la fracturation (**Tableau C-4**)

	Direction perpendiculaire à l'axe du Tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Autre
	Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage	Pendage	
Orientation des joints	Pendage 45-90°	Pendage 20-90°	Pendage 45-90°	Pendage 45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 0-20°
	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très favorable	Moyen	Défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12	-5	-10

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux et ajustement on utilise 'le **Tableau C-5** Pour connaître :

- La classe du rocher
- La durée de son auto stabilité sans soutènement

Note globale	100-81	80-61	60-41	40-21	<2,0
Classe du Rocher et Description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de Tenue Moyenne	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1,5 m de portée	10 min pour 0.5 m de portée

Tableau C-5

C-4 Méthode de M. PROTODIACONOV :

Cette méthode développée lors de la construction du métro soviétique, peut être employée dans des domaines plus spécifiques.

Selon cette théorie, le terrain décomprimé au-dessus de l'excavation est de forme parabolique sa hauteur H_p vaut : $H_p = b / 2f$

Où: b étant la longueur de la base de la parabole, il est donné par :

$$b = B + 2H \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{Où } f = \operatorname{tg} \phi : \text{ est un coefficient de résistance de la roche}$$

développée par **PROTODIACONOV**, il est donné par le tableau suivant :

Nature de la roche	Description	Masse volumique (t/m ³)	Coefficient de résistance f
Résistance extrêmement élevée	Basaltes, quartzites, granites les plus durs	2.8-3.0	20
Résistance élevée	Roches granitiques Grès et calcaires de très bonne tenue	2.6-2.7	10
Roche de bonne Tenue	Calcaires légèrement fracturés Grès de bonne tenue	2.5	8
Roche assez résistante	Grès ordinaire	2.4	6
Résistance moyenne	Schistes divers- Marnes compacte	2.4-2.6	3
Roche meuble	Argiles compactes alluvions cohérentes Sols argileux	2.0-2.2	1

Tableau C-6 Coefficient de résistance f des roches (D'après M.PROTODIACONOV).

C-5 Classifications et recommandations de l'AFTES :

De part sa longue expérience dans le domaine des travaux en souterrain, l' **AFTES** est devenue une référence de base utilisée dans le monde entier.

Elle a établi un texte de recommandations portant sur le choix d'un type de soutènement à partir de paramètres quantifiables caractérisant la roche.

La superposition de ces recommandations pour l'ensemble des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié.

D'après les particularités de notre ouvrage nous exposerons les recommandations suivantes :

➤ **Classification selon la résistance à la compression simple :**

Catégories	Désignations	Rc (Mpa)
R1	Roche de résistance très élevée	Plus de 200
R2a	Roche à résistance élevée	200 à 120
R2b		120 à 60
R3a	Roche à résistance moyenne	60 à 40
R3b		40 à 20
R4	Roche de faible résistance	20 à 6
R5a	Sols de très faible résistance et sol cohérent consolidé	6 à 5
R5b		< 0.5

Tableau C-7

où **Rc**: contrainte de compression (Mpa).

Catégorie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
			A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barres foncées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	Béton			Injection	Air comprimé	congélation
R1	•		•		□			X	X	X	□		X	X
R2a	•		•		□			X	X	X	□		X	X
S2b		•	•	•	□			X	X	X	□		X	X
S3a		•	•	•	□		•	X	X	X	□		X	
S3b		•		•	□		•		X	X	X			
R4	X	•	X			•	•							
R5a	□	•	□			•	•							
R5b	□		□	X		•	•	•	•	•	•	•		

Tableau C-8

LEGENDE :

X : très mal adopté bien qu'éventuellement possible

• : Particulièrement recommandé

□ : En principe possible

➤ **Classification selon l'altérabilité et gonflement :**

Classe	Description	Terminologie
Aml	Pas de signe visibles d'altération, ou très légères traces d'altération limitées aux surfaces des discontinuités principales	Sain
Am2	Les surfaces de discontinuités principales sont altérées, mais la roche ne l'est que légèrement altérée	Légèrement altérée
Am3	L'altération s'étend sur toute la masse rocheuse, mais la roche n'est pas faible	Moyennement altérée
Am4	L'altération s'étend sur toute la masse rocheuse, la roche est en grande partie faible	Très altérée
Am5	La roche est entièrement décomposée et très friable.	Complètement altérée

Tableau C-9

Catégories	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
			A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation
Terrains susceptibles de délitage	X	•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp ou O	•	•					
(1) Terrains susceptibles de dissolution	X	•	□	X	X	• Bl	• Bl	•	•					•
Terrains gonflants	X	• (2)							•					
Autres terrains														

Tableau C-10

LEGENDE :

X : très mal adopté bien qu'éventuellement possible

• : Particulièrement recommandé

□ : En principe possible

Gr : avec grillage continu

Bp : avec béton projeté

Bl : avec blindage en bois ou métallique

(1) : dans la mesure où ils sont placés dans les conditions où le risque existe (circulation d'eau

(2) : le béton n'est recommandé qu'en absence de circulation d'eau

➤ Classification selon la discontinuité, cas d'excavation mécanique matériaux rocheux (classe R1 à R4) :

Nombre de familles	orientation	espacement	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
					A ancrage ponctuel	A ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation
N1			•				<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	X	<input type="checkbox"/>	X	<input type="checkbox"/>
N2	Or2 à Or3	S1 à S2					<input type="checkbox"/>									
N2	Quelconques	S1 ou S2			•		<input type="checkbox"/>					<input type="checkbox"/>	X	X	X	<input type="checkbox"/>
N3		S3			•	•	<input type="checkbox"/>		•			<input type="checkbox"/>	X		X	X
ou		S4		•	•	Gr ou Bp	•	<input type="checkbox"/>		•		<input type="checkbox"/>	X		X	X
N4		S5	X	•	•	Gr ou Bp	•	<input type="checkbox"/>	•	Bl ou Bp	•					
N5			X	•	X	•	<input type="checkbox"/>	•	Bl ou Bp	•						

Tableau C-11

NB : pour les terrains de catégories R5 et R6 le scellement au mortier d'un ancrage réparti, de préférence à résine lorsque les fissures sont ouvertes.

➤ Classification selon l'intervalle entre discontinuités :

Classe	Intervalle entre les discontinuités	Densité de discontinuité dans le massif rocheux
ID1	Plus de 20cm	Très faible
ID 2	60à20cm	faible
ID3	20à60cm	Moyenne
ID4	6à20cm	Forte
IDS	Moins de 6cm	Très forte

Tableau C-12

Légende:

N1 : Pas de discontinuité (ou quelque discontinuité très diffuse)

N2a : Une famille principale.

N2b : Une famille principale, et des discontinuités diffuses.

Nia : deux familles principales.

N3b : Deux familles principales et des discontinuités diffuses.

N4a : Plus de deux familles principales.

N4b : Plus de deux familles principales et des discontinuités diffuses.

N5 : Nombreuses discontinuités sans constance dans la répartition.

Or1 : Discontinuités sub-horizontales.

Or2 : Creusement en travers blanc.

OH : Conditions intermédiaires.

Or4 : Creusement de discontinuité.

L'espacement des discontinuités de la famille la plus dense

S1 : Discontinuités très espacées, plus de 200cm.

S2 : Discontinuités espacées, 60à 200 cm.

S3 : Discontinuités moyennement espacées, 20à60 cm

S4 : Discontinuités rapprochées, 6à20cm.

S5 : Discontinuités très rapprochées, moins de 6cm.

➤ Classification selon la dimension de la galerie :

Dimension de la galerie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
			A enrage ponctuel	A enrage réparti	Barres foncées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation
D<2.5m		X	X	X	X		•	•			•			
2.5m<D<10m														
D>10m		• Bo	•	•		X	Bo et Rev				X			

Tableau C-13

Pousse tube à exclure en principe pour D>4m

Légende:

D : largeur de la galerie

Bo : avec boulonnage obligatoire

Rev : avec mise en place rapprochée du revêtement définitif

X : très mal adopté bien qu'éventuellement possible

• : Particulièrement recommandé

□ : En principe possible

➤ Classification selon la couverture du sol :

Catégories		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
				A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barres foncées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation
R1 à R4	Couverture <D	☐		X	X	☐						X			
	CN1	●				☐						X			
	CN2					☐						X			
	CN3	☐	X	● Sf	● Sf	☐	X	Sf	Sf	Sf	Sf	X			
R5	Couverture <1.5 D	☐	☐	☐	☐	☐	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	σ_0 Modérée	☐		☐											
	$\sigma_0 < 10 \text{MPa}$	☐	☐	☐	Sf	Sf	Sf	Sf	Sf	●	Sf	● Sf	●		

Tableau C-14

Légende :

Sf : Avec soutènement éventuel du front.

CN1 : $R > 4$ Comportement élastique. CN2 : $2 < R < 4$ Comportement élasto-plastique.CN3 : $R < 2$ Comportement plastique.Où R est le rapport entre la résistance en compression uniaxiale de la roche σ_c , et la contrainte géostatique σ_0 dans le massif à l'emplacement de l'ouvrage.

X : très mal adopté bien qu'éventuellement possible.

● : Particulièrement recommandé

☐ : En principe possible

➤ Classification selon l'environnement :

Environnement	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoirs		Tubes perforés	Boucliers ou pousse tube	P. spéciaux		
			A encrage ponctuel	A encrage réparti	Barres fongées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	béton			Injection	Air comprimé	congélation
Sensibilité au tassement (ouvrages proches)	<input type="checkbox"/>	Ci ou Pm	Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bcl		Inj			

Tableau C-15

Ci : Avec cintres et éventuellement boulons pour terrains de classes R4a, R4, ou R4c

Bp : Avec béton projeté.

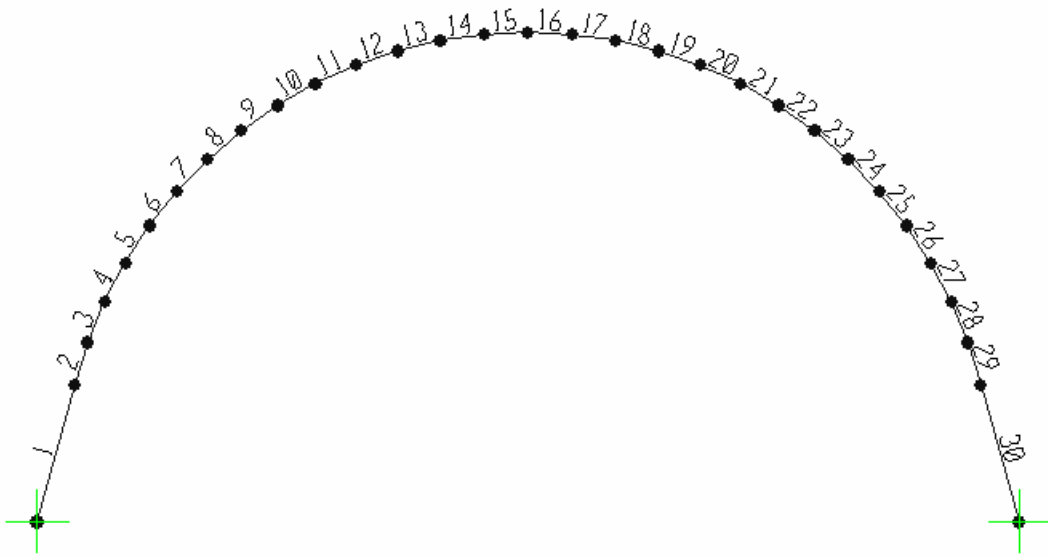
Act : Cintres actifs à vérins et éventuellement calages expansibles.

Inj : Injections de bourrages immédiats ou anneaux extensibles.

Bel : Avec bouclier.

Enf : Avec enfilage.

Pm : Pré découpage mécanique pour terrains R2b à R5b.



Numérotation des éléments FRAME

SAP2000 v7.44 File: soutènement provisoire KN-m Units PAGE 1
6/22/06 22:29:34

SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

LOAD COMBINATION MULTIPLIERS

COMBO	TYPE	CASE	FACTOR	TYPE	TITLE
COMB1	ADD			COMB1	
	G	1.0000		STATIC (DEAD)	

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	LOAD	U1	U2	U3	R1	R2	R3
1	COMB1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	COMB1	1.782E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	COMB1	1.895E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	COMB1	1.891E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	COMB1	1.823E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	COMB1	1.718E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7	COMB1	1.591E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

8	COMB1	1.450E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
9	COMB1	1.299E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	COMB1	1.140E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
11	COMB1	9.743E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
12	COMB1	8.004E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
13	COMB1	6.178E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
14	COMB1	4.250E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
15	COMB1	2.200E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
16	COMB1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
17	COMB1	-2.200E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
18	COMB1	-4.250E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
19	COMB1	-6.178E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	COMB1	-8.004E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
21	COMB1	-9.743E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
22	COMB1	-1.140E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
23	COMB1	-1.299E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
24	COMB1	-1.450E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
25	COMB1	-1.591E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
26	COMB1	-1.718E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
27	COMB1	-1.823E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
28	COMB1	-1.891E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
29	COMB1	-1.895E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	COMB1	-1.782E-03	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

JOINT REACTIONS

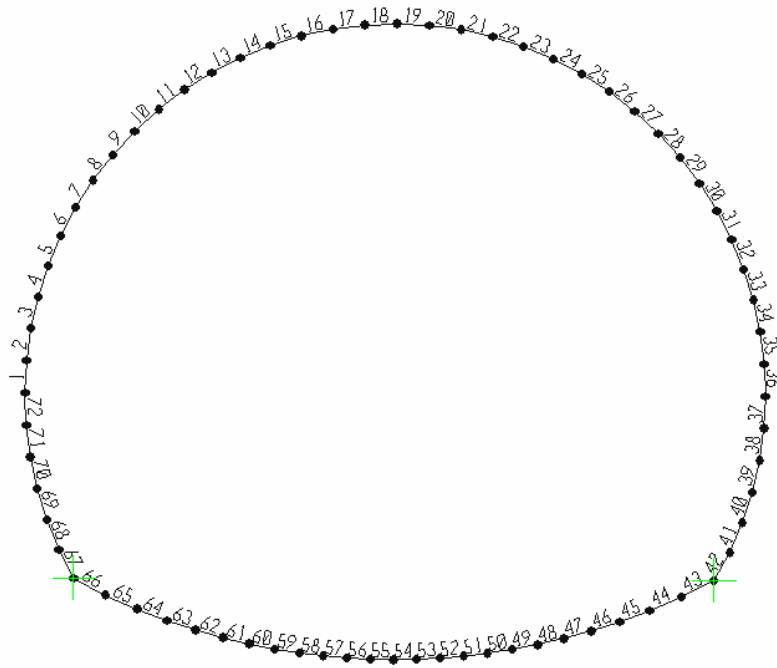
JOINT LOAD	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1 COMB1	-367.6841	-355.0639	0.0000	0.0000	0.0000	108.6839
31 COMB1	367.6841	-355.0639	0.0000	0.0000	0.0000	-108.6839

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1 COMB1							
0.00	440.76	258.83	0.00	0.00	0.00	108.68	
5.4E-01	571.47	134.74	0.00	0.00	0.00	2.87	
1.08	702.17	10.66	0.00	0.00	0.00	-36.23	
1.61	832.87	-113.42	0.00	0.00	0.00	-8.60	
2 COMB1							
0.00	81.98	94.60		0.00	0.00	0.00	13.78
5.0E-01	200.49	-23.53		0.00	0.00	0.00	-3.96
3 COMB1							
0.00	-59.13	63.32	0.00	0.00	0.00	5.09	
5.0E-01	47.71	-65.45	0.00	0.00	0.00	5.62	
4 COMB1							
0.00	-184.11	49.17	0.00	0.00	0.00	7.693E-01	
5.0E-01	-89.89	-89.10	0.00	0.00	0.00	10.74	
5 COMB1							
0.00	-288.02	44.21	0.00	0.00	0.00	-1.16	
5.0E-01	-207.25	-102.33	0.00	0.00	0.00	13.35	
6 COMB1							
0.00	-374.13	43.97	0.00	0.00	0.00	-1.80	
5.0E-01	-307.53	-109.53	0.00	0.00	0.00	14.57	
7 COMB1							
0.00	-447.00	46.08	0.00	0.00	0.00	-1.73	
5.0E-01	-395.17	-113.01	0.00	0.00	0.00	14.97	
8 COMB1							
0.00	-510.67	49.26	0.00	0.00	0.00	-1.29	
5.0E-01	-474.06	-114.01	0.00	0.00	0.00	14.87	
9 COMB1							
0.00	-568.38	52.82	0.00	0.00	0.00	-6.275E-01	
5.0E-01	-547.33	-113.18	0.00	0.00	0.00	14.44	

10	COMB1	0.00	-622.70	56.40	0.00	0.00	0.00	1.632E-01
		5.0E-01	-617.40	-110.84	0.00	0.00	0.00	13.75
11	COMB1	0.00	-675.75	59.83	0.00	0.00	0.00	1.04
		5.0E-01	-686.24	-107.16	0.00	0.00	0.00	12.85
12	COMB1	0.00	-729.32	63.07	0.00	0.00	0.00	1.99
		5.0E-01	-755.50	-102.19	0.00	0.00	0.00	11.76
13	COMB1	0.00	-785.01	66.14	0.00	0.00	0.00	3.03
		5.0E-01	-826.65	-95.91	0.00	0.00	0.00	10.46
14	COMB1	0.00	-844.37	69.15	0.00	0.00	0.00	4.16
		5.0E-01	-901.11	-88.26	0.00	0.00	0.00	8.93
15	COMB1	0.00	-908.96	72.25	0.00	0.00	0.00	5.44
		5.0E-01	-980.28	-79.11	0.00	0.00	0.00	7.15
16	COMB1	0.00	-980.28	79.11	0.00	0.00	0.00	7.15
		5.0E-01	-908.96	-72.25	0.00	0.00	0.00	5.44
17	COMB1	0.00	-901.11	88.26	0.00	0.00	0.00	8.93
		5.0E-01	-844.37	-69.15	0.00	0.00	0.00	4.16
18	COMB1	0.00	-826.65	95.91	0.00	0.00	0.00	10.46
		5.0E-01	-785.01	-66.14	0.00	0.00	0.00	3.03
19	COMB1	0.00	-755.50	102.19	0.00	0.00	0.00	11.76
		5.0E-01	-729.32	-63.07	0.00	0.00	0.00	1.99
20	COMB1	0.00	-686.24	107.16	0.00	0.00	0.00	12.85
		5.0E-01	-675.75	-59.83	0.00	0.00	0.00	1.04
21	COMB1	0.00	-617.40	110.84	0.00	0.00	0.00	13.75
		5.0E-01	-622.70	-56.40	0.00	0.00	0.00	1.632E-01

22	COMB1						
	0.00	-547.33	113.18	0.00	0.00	0.00	14.44
	5.0E-01	-568.38	-52.82	0.00	0.00	0.00	-6.275E-01
23	COMB1						
	0.00	-474.06	114.01	0.00	0.00	0.00	14.87
	5.0E-01	-510.67	-49.26	0.00	0.00	0.00	-1.29
24	COMB1						
	0.00	-395.17	113.01	0.00	0.00	0.00	14.97
	5.0E-01	-447.00	-46.08	0.00	0.00	0.00	-1.73
25	COMB1						
	0.00	-307.53	109.53	0.00	0.00	0.00	14.57
	5.0E-01	-374.13	-43.97	0.00	0.00	0.00	-1.80
26	COMB1						
	0.00	-207.25	102.33	0.00	0.00	0.00	13.35
	5.0E-01	-288.02	-44.21	0.00	0.00	0.00	-1.16
27	COMB1						
	0.00	-89.89	89.10	0.00	0.00	0.00	10.74
	5.0E-01	-184.11	-49.17	0.00	0.00	0.00	7.693E-01
28	COMB1						
	0.00	47.71	65.45	0.00	0.00	0.00	5.62
	5.0E-01	-59.13	-63.32	0.00	0.00	0.00	5.09
29	COMB1						
	0.00	200.49	23.53	0.00	0.00	0.00	-3.96
	5.0E-01	81.98	-94.60	0.00	0.00	0.00	13.78
30	COMB1						
	0.00	832.87	113.42	0.00	0.00	0.00	-8.60
	5.4E-01	702.17	-10.66	0.00	0.00	0.00	-36.23
	1.08	571.47	-134.74	0.00	0.00	0.00	2.87
	1.61	440.76	-258.83	0.00	0.00	0.00	108.68



Numérotation des éléments FRAME

SAP2000 v7.44 File: REVETDEFI KN-m Units
6/22/06 1:46:55

Revêtement définitif

LOAD COMBINATION MULTIPLIERS

COMBO	TYPE	CASE	FACTOR	TYPE	TITLE
COMB1	ADD				COMB1
	G	1.2000		STATIC (DEAD)	
COMB2	ADD				COMB2
	G	1.0000		STATIC (DEAD)	

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	LOAD	U1	U2	U3	R1	R2	R3
1	COMB1	8.894E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1	COMB2	7.412E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	COMB1	9.799E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	COMB2	8.166E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

3	COMB1	1.054E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	COMB2	8.783E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	COMB1	1.112E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	COMB2	9.263E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	COMB1	1.153E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	COMB2	9.604E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	COMB1	1.177E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	COMB2	9.809E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7	COMB1	1.185E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7	COMB2	9.876E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
8	COMB1	1.177E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
8	COMB2	9.805E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
9	COMB1	1.152E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
9	COMB2	9.597E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	COMB1	1.110E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	COMB2	9.253E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
11	COMB1	1.053E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
11	COMB2	8.771E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
12	COMB1	9.783E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
12	COMB2	8.153E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
13	COMB1	8.877E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
13	COMB2	7.398E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
14	COMB1	7.808E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
14	COMB2	6.506E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
15	COMB1	6.574E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
15	COMB2	5.478E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
16	COMB1	5.177E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
16	COMB2	4.314E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
17	COMB1	3.615E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
17	COMB2	3.013E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
18	COMB1	1.891E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
18	COMB2	1.575E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

20	COMB1	-1.887E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20	COMB2	-1.573E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
21	COMB1	-3.612E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
21	COMB2	-3.010E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
22	COMB1	-5.173E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
22	COMB2	-4.311E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
23	COMB1	-6.571E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
23	COMB2	-5.476E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
24	COMB1	-7.804E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
24	COMB2	-6.504E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
25	COMB1	-8.874E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
25	COMB2	-7.395E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
26	COMB1	-9.780E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
26	COMB2	-8.150E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
27	COMB1	-1.052E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
27	COMB2	-8.769E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
28	COMB1	-1.110E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
28	COMB2	-9.250E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
29	COMB1	-1.151E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
29	COMB2	-9.595E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	COMB1	-1.176E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30	COMB2	-9.803E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
31	COMB1	-1.185E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
31	COMB2	-9.873E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
32	COMB1	-1.177E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
32	COMB2	-9.806E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
33	COMB1	-1.152E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
33	COMB2	-9.602E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
34	COMB1	-1.111E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
34	COMB2	-9.260E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
35	COMB1	-1.054E-04	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
35	COMB2	-8.781E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
36	COMB1	-9.796E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
36	COMB2	-8.164E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

37 COMB1	-8.891E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
37 COMB2	-7.409E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
38 COMB1	-7.820E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
38 COMB2	-6.517E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
39 COMB1	-6.585E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
39 COMB2	-5.487E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40 COMB1	-5.184E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40 COMB2	-4.320E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
41 COMB1	-3.620E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
41 COMB2	-3.016E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
42 COMB1	-1.890E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
42 COMB2	-1.575E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
68 COMB1	1.893E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
68 COMB2	1.578E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
69 COMB1	3.623E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
69 COMB2	3.019E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70 COMB1	5.188E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70 COMB2	4.323E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
71 COMB1	6.588E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
71 COMB2	5.490E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
72 COMB1	7.823E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
72 COMB2	6.519E-05	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

JOINT REACTIONS

JOINT LOAD	F1	F2	F3	M1	M2	M3
43 COMB1	890.8277	-10.7642	0.0000	0.0000	0.0000	-171.5461
43 COMB2	742.3564	-8.9702	0.0000	0.0000	0.0000	-142.9551
67 COMB1	-890.8830	-10.3627	0.0000	0.0000	0.0000	176.0596
67 COMB2	-742.4025	-8.6356	0.0000	0.0000	0.0000	146.7163

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1 COMB1							
	0.00	-69.48	448.85	0.00	0.00	0.00	97.18
	2.3E-01	19.91	407.31	0.00	0.00	0.00	-1.60
	4.6E-01	109.30	365.76	0.00	0.00	0.00	-90.79
1 COMB2							
	0.00	-57.90	374.05	0.00	0.00	0.00	80.98
	2.3E-01	16.59	339.42	0.00	0.00	0.00	-1.33
	4.6E-01	91.09	304.80	0.00	0.00	0.00	-75.66
2 COMB1							
	0.00	-40.01	379.54	0.00	0.00	0.00	80.01
	2.3E-01	45.42	330.36	0.00	0.00	0.00	-1.89
	4.6E-01	130.85	281.18	0.00	0.00	0.00	-72.45
2 COMB2							
	0.00	-33.35	316.29	0.00	0.00	0.00	66.68
	2.3E-01	37.85	275.30	0.00	0.00	0.00	-1.58
	4.6E-01	109.04	234.32	0.00	0.00	0.00	-60.37
3 COMB1							
	0.00	-23.16	309.09	0.00	0.00	0.00	62.64
	2.3E-01	57.66	252.65	0.00	0.00	0.00	-2.17
	4.6E-01	138.48	196.21	0.00	0.00	0.00	-53.96
3 COMB2							
	0.00	-19.30	257.58	0.00	0.00	0.00	52.20
	2.3E-01	48.05	210.54	0.00	0.00	0.00	-1.81
	4.6E-01	115.40	163.51	0.00	0.00	0.00	-44.96
4 COMB1							
	0.00	-18.84	239.17	0.00	0.00	0.00	45.45
	2.3E-01	56.75	175.90	0.00	0.00	0.00	-2.43
	4.6E-01	132.35	112.63	0.00	0.00	0.00	-35.72
4 COMB2							
	0.00	-15.70	199.31	0.00	0.00	0.00	37.88
	2.3E-01	47.29	146.58	0.00	0.00	0.00	-2.03
	4.6E-01	110.29	93.86	0.00	0.00	0.00	-29.77
5 COMB1							
	0.00	-26.78	171.41	0.00	0.00	0.00	28.84
	2.3E-01	43.01	101.79	0.00	0.00	0.00	-2.68
	4.6E-01	112.80	32.18	0.00	0.00	0.00	-18.13

5 COMB2	0.00	-22.32	142.84	0.00	0.00	0.00	24.04
	2.3E-01	35.84	84.83	0.00	0.00	0.00	-2.23
	4.6E-01	94.00	26.81	0.00	0.00	0.00	-15.11
6 COMB1	0.00	-46.51	107.41	0.00	0.00	0.00	13.18
	2.3E-01	16.94	31.97	0.00	0.00	0.00	-2.90
	4.6E-01	80.40	-43.46	0.00	0.00	0.00	-1.58
6 COMB2	0.00	-38.76	89.51	0.00	0.00	0.00	10.98
	2.3E-01	14.12	26.64	0.00	0.00	0.00	-2.42
	4.6E-01	67.00	-36.22	0.00	0.00	0.00	-1.31
7 COMB1	0.00	-77.38	48.67	0.00	0.00	0.00	-1.18
	2.3E-01	-20.74	-32.01	0.00	0.00	0.00	-3.10
	4.6E-01	35.91	-112.69	0.00	0.00	0.00	13.59
7 COMB2	0.00	-64.48	40.56	0.00	0.00	0.00	-9.835E-01
	2.3E-01	-17.28	-26.67	0.00	0.00	0.00	-2.59
	4.6E-01	29.92	-93.91	0.00	0.00	0.00	11.33
8 COMB1	0.00	-118.55	-3.37	0.00	0.00	0.00	-13.90
	2.3E-01	-69.16	-88.68	0.00	0.00	0.00	-3.28
	4.6E-01	-19.76	-173.99	0.00	0.00	0.00	27.02
8 COMB2	0.00	-98.79	-2.81	0.00	0.00	0.00	-11.58
	2.3E-01	-57.63	-73.90	0.00	0.00	0.00	-2.73
	4.6E-01	-16.47	-144.99	0.00	0.00	0.00	22.52
9 COMB1	0.00	-169.04	-47.42	0.00	0.00	0.00	-24.68
	2.3E-01	-127.27	-136.71	0.00	0.00	0.00	-3.43
	4.6E-01	-85.50	-226.00	0.00	0.00	0.00	38.41
9 COMB2	0.00	-140.87	-39.52	0.00	0.00	0.00	-20.56
	2.3E-01	-106.06	-113.92	0.00	0.00	0.00	-2.86
	4.6E-01	-71.25	-188.33	0.00	0.00	0.00	32.01
10 COMB1	0.00	-227.72	-82.28	0.00	0.00	0.00	-33.23
	2.3E-01	-193.89	-174.87	0.00	0.00	0.00	-3.56
	4.6E-01	-160.06	-267.46	0.00	0.00	0.00	47.47

10	COMB2	0.00	-189.77	-68.57	0.00	0.00	0.00	-27.69
		2.3E-01	-161.58	-145.73	0.00	0.00	0.00	-2.97
		4.6E-01	-133.38	-222.89	0.00	0.00	0.00	39.56
11	COMB1	0.00	-293.33	-106.93	0.00	0.00	0.00	-39.32
		2.3E-01	-267.69	-202.11	0.00	0.00	0.00	-3.66
		4.6E-01	-242.06	-297.30	0.00	0.00	0.00	53.96
11	COMB2	0.00	-244.44	-89.11	0.00	0.00	0.00	-32.76
		2.3E-01	-223.08	-168.43	0.00	0.00	0.00	-3.05
		4.6E-01	-201.72	-247.75	0.00	0.00	0.00	44.97
12	COMB1	0.00	-364.48	-120.47	0.00	0.00	0.00	-42.73
		2.3E-01	-347.24	-217.52	0.00	0.00	0.00	-3.73
		4.6E-01	-330.00	-314.58	0.00	0.00	0.00	57.66
12	COMB2	0.00	-303.73	-100.39	0.00	0.00	0.00	-35.61
		2.3E-01	-289.37	-181.27	0.00	0.00	0.00	-3.11
		4.6E-01	-275.00	-262.15	0.00	0.00	0.00	48.05
13	COMB1	0.00	-439.72	-122.17	0.00	0.00	0.00	-43.29
		2.3E-01	-431.00	-220.36	0.00	0.00	0.00	-3.78
		4.6E-01	-422.29	-318.55	0.00	0.00	0.00	58.40
13	COMB2	0.00	-366.43	-101.81	0.00	0.00	0.00	-36.08
		2.3E-01	-359.17	-183.63	0.00	0.00	0.00	-3.15
		4.6E-01	-351.91	-265.46	0.00	0.00	0.00	48.67
14	COMB1	0.00	-517.49	-111.49	0.00	0.00	0.00	-40.89
		2.3E-01	-517.37	-210.07	0.00	0.00	0.00	-3.79
		4.6E-01	-517.25	-308.65	0.00	0.00	0.00	56.05
14	COMB2	0.00	-431.24	-92.91	0.00	0.00	0.00	-34.08
		2.3E-01	-431.14	-175.06	0.00	0.00	0.00	-3.16
		4.6E-01	-431.04	-257.20	0.00	0.00	0.00	46.71
15	COMB1	0.00	-596.20	-88.06	0.00	0.00	0.00	-35.43
		2.3E-01	-604.67	-186.27	0.00	0.00	0.00	-3.78
		4.6E-01	-613.14	-284.48	0.00	0.00	0.00	50.54
15	COMB2	0.00	-496.83	-73.38	0.00	0.00	0.00	-29.52

	2.3E-01	-503.89	-155.23	0.00	0.00	0.00	-3.15
	4.6E-01	-510.95	-237.07	0.00	0.00	0.00	42.11
16	COMB1						
	0.00	-674.20	-51.68	0.00	0.00	0.00	-26.86
	2.3E-01	-691.20	-148.78	0.00	0.00	0.00	-3.73
	4.6E-01	-708.20	-245.88	0.00	0.00	0.00	41.80
16	COMB2						
	0.00	-561.84	-43.07	0.00	0.00	0.00	-22.39
	2.3E-01	-576.00	-123.99	0.00	0.00	0.00	-3.11
	4.6E-01	-590.16	-204.90	0.00	0.00	0.00	34.83
17	COMB1						
	0.00	-749.84	-2.35	0.00	0.00	0.00	-15.19
	2.3E-01	-775.23	-97.60	0.00	0.00	0.00	-3.66
	4.6E-01	-800.63	-192.85	0.00	0.00	0.00	29.85
17	COMB2						
	0.00	-624.87	-1.96	0.00	0.00	0.00	-12.66
	2.3E-01	-646.03	-81.33	0.00	0.00	0.00	-3.05
	4.6E-01	-667.19	-160.71	0.00	0.00	0.00	24.87
18	COMB1						
	0.00	-821.44	59.75	0.00	0.00	0.00	-4.683E-01
	2.3E-01	-855.04	-32.92	0.00	0.00	0.00	-3.56
	4.6E-01	-888.64	-125.60	0.00	0.00	0.00	14.72
18	COMB2						
	0.00	-684.54	49.79	0.00	0.00	0.00	-3.902E-01
	2.3E-01	-712.53	-27.43	0.00	0.00	0.00	-2.97
	4.6E-01	-740.53	-104.66	0.00	0.00	0.00	12.27
19	COMB1						
	0.00	-887.36	134.29	0.00	0.00	0.00	16.68
	2.3E-01	-854.68	41.29	0.00	0.00	0.00	-3.58
	4.6E-01	-821.99	-51.71	0.00	0.00	0.00	-2.37
19	COMB2						
	0.00	-739.47	111.91	0.00	0.00	0.00	13.90
	2.3E-01	-712.23	34.41	0.00	0.00	0.00	-2.98
	4.6E-01	-684.99	-43.09	0.00	0.00	0.00	-1.98
20	COMB1						
	0.00	-798.70	200.67	0.00	0.00	0.00	31.61
	2.3E-01	-774.24	105.18	0.00	0.00	0.00	-3.67
	4.6E-01	-749.79	9.68	0.00	0.00	0.00	-16.92
20	COMB2						
	0.00	-665.58	167.23	0.00	0.00	0.00	26.35
	2.3E-01	-645.20	87.65	0.00	0.00	0.00	-3.06
	4.6E-01	-624.82	8.07	0.00	0.00	0.00	-14.10
21	COMB1						
	0.00	-705.75	252.80	0.00	0.00	0.00	43.37

	2.3E-01	-689.71	155.54	0.00	0.00	0.00	-3.74
	4.6E-01	-673.67	58.28	0.00	0.00	0.00	-28.41
21	COMB2						
	0.00	-588.13	210.67	0.00	0.00	0.00	36.14
	2.3E-01	-574.76	129.62	0.00	0.00	0.00	-3.12
	4.6E-01	-561.39	48.56	0.00	0.00	0.00	-23.67
22	COMB1						
	0.00	-610.32	290.48	0.00	0.00	0.00	51.91
	2.3E-01	-602.82	192.19	0.00	0.00	0.00	-3.78
	4.6E-01	-595.32	93.90	0.00	0.00	0.00	-36.79
22	COMB2						
	0.00	-508.60	242.07	0.00	0.00	0.00	43.26
	2.3E-01	-502.35	160.16	0.00	0.00	0.00	-3.15
	4.6E-01	-496.10	78.25	0.00	0.00	0.00	-30.66
23	COMB1						
	0.00	-514.19	313.70	0.00	0.00	0.00	57.22
	2.3E-01	-515.29	215.13	0.00	0.00	0.00	-3.79
	4.6E-01	-516.38	116.56	0.00	0.00	0.00	-42.06
23	COMB2						
	0.00	-428.49	261.42	0.00	0.00	0.00	47.68
	2.3E-01	-429.40	179.27	0.00	0.00	0.00	-3.16
	4.6E-01	-430.32	97.13	0.00	0.00	0.00	-35.05
24	COMB1						
	0.00	-419.14	322.68	0.00	0.00	0.00	59.37
	2.3E-01	-428.82	224.58	0.00	0.00	0.00	-3.77
	4.6E-01	-438.50	126.48	0.00	0.00	0.00	-44.27
24	COMB2						
	0.00	-349.28	268.90	0.00	0.00	0.00	49.47
	2.3E-01	-357.35	187.15	0.00	0.00	0.00	-3.14
	4.6E-01	-365.42	105.40	0.00	0.00	0.00	-36.90
25	COMB1						
	0.00	-326.90	317.80	0.00	0.00	0.00	58.43
	2.3E-01	-345.09	220.92	0.00	0.00	0.00	-3.73
	4.6E-01	-363.28	124.04	0.00	0.00	0.00	-43.52
25	COMB2						
	0.00	-272.41	264.84	0.00	0.00	0.00	48.69
	2.3E-01	-287.57	184.10	0.00	0.00	0.00	-3.10
	4.6E-01	-302.74	103.36	0.00	0.00	0.00	-36.27
26	COMB1						
	0.00	-239.13	299.67	0.00	0.00	0.00	54.54
	2.3E-01	-265.69	204.74	0.00	0.00	0.00	-3.65
	4.6E-01	-292.26	109.81	0.00	0.00	0.00	-39.94
26	COMB2						
	0.00	-199.27	249.72	0.00	0.00	0.00	45.45

	2.3E-01	-221.41	170.61	0.00	0.00	0.00	-3.04
	4.6E-01	-243.55	91.51	0.00	0.00	0.00	-33.28
27	COMB1						
	0.00	-157.42	269.03	0.00	0.00	0.00	47.89
	2.3E-01	-192.16	176.77	0.00	0.00	0.00	-3.55
	4.6E-01	-226.90	84.52	0.00	0.00	0.00	-33.69
27	COMB2						
	0.00	-131.18	224.19	0.00	0.00	0.00	39.90
	2.3E-01	-160.13	147.31	0.00	0.00	0.00	-2.96
	4.6E-01	-189.09	70.43	0.00	0.00	0.00	-28.08
28	COMB1						
	0.00	-83.27	226.83	0.00	0.00	0.00	38.67
	2.3E-01	-125.92	137.96	0.00	0.00	0.00	-3.42
	4.6E-01	-168.57	49.08	0.00	0.00	0.00	-25.00
28	COMB2						
	0.00	-69.39	189.02	0.00	0.00	0.00	32.22
	2.3E-01	-104.93	114.96	0.00	0.00	0.00	-2.85
	4.6E-01	-140.47	40.90	0.00	0.00	0.00	-20.83
29	COMB1						
	0.00	-18.05	174.18	0.00	0.00	0.00	27.14
	2.3E-01	-68.28	89.36	0.00	0.00	0.00	-3.26
	4.6E-01	-118.51	4.54	0.00	0.00	0.00	-14.10
29	COMB2						
	0.00	-15.04	145.15	0.00	0.00	0.00	22.62
	2.3E-01	-56.90	74.47	0.00	0.00	0.00	-2.72
	4.6E-01	-98.76	3.79	0.00	0.00	0.00	-11.75
30	COMB1						
	0.00	37.01	112.33	0.00	0.00	0.00	13.59
	2.3E-01	-20.42	32.21	0.00	0.00	0.00	-3.08
	4.6E-01	-77.85	-47.91	0.00	0.00	0.00	-1.27
30	COMB2						
	0.00	30.84	93.61	0.00	0.00	0.00	11.33
	2.3E-01	-17.02	26.84	0.00	0.00	0.00	-2.57
	4.6E-01	-64.88	-39.92	0.00	0.00	0.00	-1.06
31	COMB1						
	0.00	80.83	42.67	0.00	0.00	0.00	-1.66
	2.3E-01	16.63	-32.14	0.00	0.00	0.00	-2.88
	4.6E-01	-47.57	-106.94	0.00	0.00	0.00	13.17
31	COMB2						
	0.00	67.36	35.56	0.00	0.00	0.00	-1.38
	2.3E-01	13.86	-26.78	0.00	0.00	0.00	-2.40
	4.6E-01	-39.64	-89.12	0.00	0.00	0.00	10.97

32	COMB1						
	0.00	112.47	-33.29	0.00	0.00	0.00	-18.28
	2.3E-01	42.00	-102.21	0.00	0.00	0.00	-2.65
	4.6E-01	-28.47	-171.14	0.00	0.00	0.00	28.89
32	COMB2						
	0.00	93.73	-27.74	0.00	0.00	0.00	-15.24
	2.3E-01	35.00	-85.18	0.00	0.00	0.00	-2.21
	4.6E-01	-23.73	-142.62	0.00	0.00	0.00	24.07
33	COMB1						
	0.00	131.22	-113.93	0.00	0.00	0.00	-35.91
	2.3E-01	55.01	-176.45	0.00	0.00	0.00	-2.40
	4.6E-01	-21.20	-238.97	0.00	0.00	0.00	45.52
33	COMB2						
	0.00	109.35	-94.94	0.00	0.00	0.00	-29.92
	2.3E-01	45.84	-147.04	0.00	0.00	0.00	-2.00
	4.6E-01	-17.67	-199.15	0.00	0.00	0.00	37.94
34	COMB1						
	0.00	136.53	-197.57	0.00	0.00	0.00	-54.15
	2.3E-01	55.16	-253.21	0.00	0.00	0.00	-2.14
	4.6E-01	-26.21	-308.85	0.00	0.00	0.00	62.71
34	COMB2						
	0.00	113.77	-164.64	0.00	0.00	0.00	-45.12
	2.3E-01	45.97	-211.01	0.00	0.00	0.00	-1.78
	4.6E-01	-21.84	-257.38	0.00	0.00	0.00	52.26
35	COMB1						
	0.00	128.06	-282.46	0.00	0.00	0.00	-72.61
	2.3E-01	42.14	-330.80	0.00	0.00	0.00	-1.86
	4.6E-01	-43.77	-379.13	0.00	0.00	0.00	80.05
35	COMB2						
	0.00	106.71	-235.38	0.00	0.00	0.00	-60.51
	2.3E-01	35.12	-275.66	0.00	0.00	0.00	-1.55
	4.6E-01	-36.47	-315.95	0.00	0.00	0.00	66.71
36	COMB1						
	0.00	105.67	-366.82	0.00	0.00	0.00	-90.90
	2.3E-01	15.88	-407.48	0.00	0.00	0.00	-1.56
	4.6E-01	-73.92	-448.15	0.00	0.00	0.00	97.15
36	COMB2						
	0.00	88.06	-305.68	0.00	0.00	0.00	-75.75
	2.3E-01	13.23	-339.57	0.00	0.00	0.00	-1.30
	4.6E-01	-61.60	-373.46	0.00	0.00	0.00	80.96
37	COMB1						
	0.00	-29.84	-518.44	0.00	0.00	0.00	-113.95
	2.3E-01	-23.54	-481.54	0.00	0.00	0.00	1.42
	4.6E-01	-17.24	-444.64	0.00	0.00	0.00	108.28

37	COMB2	0.00	-24.87	-432.03	0.00	0.00	0.00	-94.96
		2.3E-01	-19.62	-401.28	0.00	0.00	0.00	1.18
		4.6E-01	-14.37	-370.53	0.00	0.00	0.00	90.23
38	COMB1	0.00	-85.27	-587.46	0.00	0.00	0.00	-129.98
		2.3E-01	-75.78	-551.25	0.00	0.00	0.00	1.39
		4.6E-01	-66.29	-515.04	0.00	0.00	0.00	124.41
38	COMB2	0.00	-71.06	-489.55	0.00	0.00	0.00	-108.32
		2.3E-01	-63.15	-459.38	0.00	0.00	0.00	1.16
		4.6E-01	-55.25	-429.20	0.00	0.00	0.00	103.68
39	COMB1	0.00	-152.95	-650.19	0.00	0.00	0.00	-144.61
		2.3E-01	-140.34	-614.95	0.00	0.00	0.00	1.36
		4.6E-01	-127.73	-579.70	0.00	0.00	0.00	139.19
39	COMB2	0.00	-127.46	-541.83	0.00	0.00	0.00	-120.51
		2.3E-01	-116.95	-512.46	0.00	0.00	0.00	1.13
		4.6E-01	-106.44	-483.09	0.00	0.00	0.00	115.99
40	COMB1	0.00	-232.13	-705.03	0.00	0.00	0.00	-157.45
		2.3E-01	-216.50	-671.02	0.00	0.00	0.00	1.31
		4.6E-01	-200.86	-637.01	0.00	0.00	0.00	152.22
40	COMB2	0.00	-193.44	-587.53	0.00	0.00	0.00	-131.21
		2.3E-01	-180.41	-559.18	0.00	0.00	0.00	1.09
		4.6E-01	-167.39	-530.84	0.00	0.00	0.00	126.85
41	COMB1	0.00	-321.87	-750.47	0.00	0.00	0.00	-168.17
		2.3E-01	-303.34	-717.95	0.00	0.00	0.00	1.25
		4.6E-01	-284.80	-685.43	0.00	0.00	0.00	163.16
41	COMB2	0.00	-268.23	-625.39	0.00	0.00	0.00	-140.14
		2.3E-01	-252.78	-598.29	0.00	0.00	0.00	1.04
		4.6E-01	-237.33	-571.19	0.00	0.00	0.00	135.97
42	COMB1	0.00	-448.32	-769.82	0.00	0.00	0.00	-172.89
		2.3E-01	-425.96	-739.84	0.00	0.00	0.00	1.15
		4.6E-01	-403.60	-709.85	0.00	0.00	0.00	168.28
42	COMB2	0.00	-373.60	-641.52	0.00	0.00	0.00	-144.08
		2.3E-01	-354.97	-616.53	0.00	0.00	0.00	9.603E-01
		4.6E-01	-336.34	-591.54	0.00	0.00	0.00	140.24

43	COMB1	0.00	7.60	-15.41	0.00	0.00	0.00	-1.35
		2.6E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.732E-01
		5.2E-01	-7.60	15.41	0.00	0.00	0.00	-1.35
43	COMB2	0.00	6.34	-12.84	0.00	0.00	0.00	-1.12
		2.6E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.610E-01
		5.2E-01	-6.34	12.84	0.00	0.00	0.00	-1.12
44	COMB1	0.00	6.33	-14.70	0.00	0.00	0.00	-1.20
		2.4E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.981E-01
		4.9E-01	-6.33	14.70	0.00	0.00	0.00	-1.20
44	COMB2	0.00	5.27	-12.25	0.00	0.00	0.00	-9.968E-01
		2.4E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.984E-01
		4.9E-01	-5.27	12.25	0.00	0.00	0.00	-9.968E-01
45	COMB1	0.00	5.25	-14.02	0.00	0.00	0.00	-1.07
		2.3E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.334E-01
		4.6E-01	-5.25	14.02	0.00	0.00	0.00	-1.07
45	COMB2	0.00	4.37	-11.68	0.00	0.00	0.00	-8.890E-01
		2.3E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.445E-01
		4.6E-01	-4.37	11.68	0.00	0.00	0.00	-8.890E-01
46	COMB1	0.00	4.33	-13.38	0.00	0.00	0.00	-9.575E-01
		2.1E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.788E-01
		4.3E-01	-4.33	13.38	0.00	0.00	0.00	-9.575E-01
46	COMB2	0.00	3.61	-11.15	0.00	0.00	0.00	-7.979E-01
		2.1E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.990E-01
		4.3E-01	-3.61	11.15	0.00	0.00	0.00	-7.979E-01
47	COMB1	0.00	3.55	-12.82	0.00	0.00	0.00	-8.665E-01
		2.0E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.333E-01
		4.1E-01	-3.55	12.82	0.00	0.00	0.00	-8.665E-01
47	COMB2	0.00	2.96	-10.68	0.00	0.00	0.00	-7.221E-01
		2.0E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.611E-01
		4.1E-01	-2.96	10.68	0.00	0.00	0.00	-7.221E-01
48	COMB1	0.00	2.88	-12.31	0.00	0.00	0.00	-7.920E-01
		1.9E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.960E-01
		3.9E-01	-2.88	12.31	0.00	0.00	0.00	-7.920E-01

48	COMB2	0.00	2.40	-10.26	0.00	0.00	0.00	-6.600E-01
		1.9E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.300E-01
		3.9E-01	-2.40	10.26	0.00	0.00	0.00	-6.600E-01
49	COMB1	0.00	2.30	-11.89	0.00	0.00	0.00	-7.319E-01
		1.8E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.660E-01
		3.7E-01	-2.30	11.89	0.00	0.00	0.00	-7.319E-01
49	COMB2	0.00	1.91	-9.91	0.00	0.00	0.00	-6.099E-01
		1.8E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.050E-01
		3.7E-01	-1.91	9.91	0.00	0.00	0.00	-6.099E-01
50	COMB1	0.00	1.79	-11.53	0.00	0.00	0.00	-6.846E-01
		1.8E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.423E-01
		3.6E-01	-1.79	11.53	0.00	0.00	0.00	-6.846E-01
50	COMB2	0.00	1.49	-9.61	0.00	0.00	0.00	-5.705E-01
		1.8E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.853E-01
		3.6E-01	-1.49	9.61	0.00	0.00	0.00	-5.705E-01
51	COMB1	0.00	1.33	-11.25	0.00	0.00	0.00	-6.486E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.243E-01
		3.5E-01	-1.33	11.25	0.00	0.00	0.00	-6.486E-01
51	COMB2	0.00	1.11	-9.38	0.00	0.00	0.00	-5.405E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.702E-01
		3.5E-01	-1.11	9.38	0.00	0.00	0.00	-5.405E-01
52	COMB1	0.00	9.154E-01	-11.05	0.00	0.00	0.00	-6.226E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.113E-01
		3.4E-01	-9.154E-01	11.05	0.00	0.00	0.00	-6.226E-01
52	COMB2	0.00	7.628E-01	-9.21	0.00	0.00	0.00	-5.188E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.594E-01
		3.4E-01	-7.628E-01	9.21	0.00	0.00	0.00	-5.188E-01
53	COMB1	0.00	5.271E-01	-10.91	0.00	0.00	0.00	-6.059E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.029E-01
		3.3E-01	-5.271E-01	10.91	0.00	0.00	0.00	-6.059E-01
53	COMB2	0.00	4.393E-01	-9.09	0.00	0.00	0.00	-5.049E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.524E-01
		3.3E-01	-4.393E-01	9.09	0.00	0.00	0.00	-5.049E-01

54	COMB1	0.00	1.548E-01	-10.84	0.00	0.00	0.00	-5.977E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.989E-01
		3.3E-01	-1.548E-01	10.84	0.00	0.00	0.00	-5.977E-01
54	COMB2	0.00	1.290E-01	-9.03	0.00	0.00	0.00	-4.981E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.491E-01
		3.3E-01	-1.290E-01	9.03	0.00	0.00	0.00	-4.981E-01
55	COMB1	0.00	-2.127E-01	-10.84	0.00	0.00	0.00	-5.979E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.990E-01
		3.3E-01	2.127E-01	10.84	0.00	0.00	0.00	-5.979E-01
55	COMB2	0.00	-1.772E-01	-9.04	0.00	0.00	0.00	-4.983E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.491E-01
		3.3E-01	1.772E-01	9.04	0.00	0.00	0.00	-4.983E-01
56	COMB1	0.00	-5.860E-01	-10.91	0.00	0.00	0.00	-6.065E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.032E-01
		3.3E-01	5.860E-01	10.91	0.00	0.00	0.00	-6.065E-01
56	COMB2	0.00	-4.883E-01	-9.09	0.00	0.00	0.00	-5.054E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.527E-01
		3.3E-01	4.883E-01	9.09	0.00	0.00	0.00	-5.054E-01
57	COMB1	0.00	-9.758E-01	-11.05	0.00	0.00	0.00	-6.237E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.118E-01
		3.4E-01	9.758E-01	11.05	0.00	0.00	0.00	-6.237E-01
57	COMB2	0.00	-8.132E-01	-9.21	0.00	0.00	0.00	-5.197E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.599E-01
		3.4E-01	8.132E-01	9.21	0.00	0.00	0.00	-5.197E-01
58	COMB1	0.00	-1.39	-11.26	0.00	0.00	0.00	-6.501E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.250E-01
		3.5E-01	1.39	11.26	0.00	0.00	0.00	-6.501E-01
58	COMB2	0.00	-1.16	-9.39	0.00	0.00	0.00	-5.417E-01
		1.7E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.709E-01
		3.5E-01	1.16	9.39	0.00	0.00	0.00	-5.417E-01
59	COMB1	0.00	-1.85	-11.55	0.00	0.00	0.00	-6.866E-01
		1.8E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.433E-01
		3.6E-01	1.85	11.55	0.00	0.00	0.00	-6.866E-01

59	COMB2	0.00	-1.54	-9.62	0.00	0.00	0.00	-5.721E-01
		1.8E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.861E-01
		3.6E-01	1.54	9.62	0.00	0.00	0.00	-5.721E-01
60	COMB1	0.00	-2.37	-11.90	0.00	0.00	0.00	-7.343E-01
		1.9E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.671E-01
		3.7E-01	2.37	11.90	0.00	0.00	0.00	-7.343E-01
60	COMB2	0.00	-1.97	-9.92	0.00	0.00	0.00	-6.119E-01
		1.9E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.059E-01
		3.7E-01	1.97	9.92	0.00	0.00	0.00	-6.119E-01
61	COMB1	0.00	-2.95	-12.33	0.00	0.00	0.00	-7.947E-01
		1.9E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.973E-01
		3.9E-01	2.95	12.33	0.00	0.00	0.00	-7.947E-01
61	COMB2	0.00	-2.46	-10.27	0.00	0.00	0.00	-6.622E-01
		1.9E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.311E-01
		3.9E-01	2.46	10.27	0.00	0.00	0.00	-6.622E-01
62	COMB1	0.00	-3.63	-12.83	0.00	0.00	0.00	-8.695E-01
		2.0E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.348E-01
		4.1E-01	3.63	12.83	0.00	0.00	0.00	-8.695E-01
62	COMB2	0.00	-3.03	-10.69	0.00	0.00	0.00	-7.246E-01
		2.0E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.623E-01
		4.1E-01	3.03	10.69	0.00	0.00	0.00	-7.246E-01
63	COMB1	0.00	-4.42	-13.39	0.00	0.00	0.00	-9.607E-01
		2.2E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.803E-01
		4.3E-01	4.42	13.39	0.00	0.00	0.00	-9.607E-01
63	COMB2	0.00	-3.68	-11.16	0.00	0.00	0.00	-8.006E-01
		2.2E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.003E-01
		4.3E-01	3.68	11.16	0.00	0.00	0.00	-8.006E-01
64	COMB1	0.00	-5.34	-14.02	0.00	0.00	0.00	-1.07
		2.3E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.350E-01
		4.6E-01	5.34	14.02	0.00	0.00	0.00	-1.07
64	COMB2	0.00	-4.45	-11.68	0.00	0.00	0.00	-8.917E-01
		2.3E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.458E-01

	4.6E-01	4.45	11.68	0.00	0.00	0.00	-8.917E-01
65	COMB1						
	0.00	-6.43	-14.70	0.00	0.00	0.00	-1.20
	2.4E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.995E-01
	4.9E-01	6.43	14.70	0.00	0.00	0.00	-1.20
65	COMB2						
	0.00	-5.36	-12.25	0.00	0.00	0.00	-9.992E-01
	2.4E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.996E-01
	4.9E-01	5.36	12.25	0.00	0.00	0.00	-9.992E-01
66	COMB1						
	0.00	-7.99	-14.93	0.00	0.00	0.00	-1.29
	2.6E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.431E-01
	5.2E-01	7.99	14.93	0.00	0.00	0.00	-1.29
66	COMB2						
	0.00	-6.65	-12.45	0.00	0.00	0.00	-1.07
	2.6E-01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.359E-01
	5.2E-01	6.65	12.45	0.00	0.00	0.00	-1.07
67	COMB1						
	0.00	-371.32	727.26	0.00	0.00	0.00	172.58
	2.3E-01	-392.32	758.24	0.00	0.00	0.00	1.19
	4.6E-01	-413.31	789.23	0.00	0.00	0.00	-177.35
67	COMB2						
	0.00	-309.43	606.05	0.00	0.00	0.00	143.82
	2.3E-01	-326.93	631.87	0.00	0.00	0.00	9.931E-01
	4.6E-01	-344.43	657.69	0.00	0.00	0.00	-147.79
68	COMB1						
	0.00	-278.01	688.21	0.00	0.00	0.00	163.83
	2.3E-01	-296.23	720.92	0.00	0.00	0.00	1.26
	4.6E-01	-314.44	753.62	0.00	0.00	0.00	-168.86
68	COMB2						
	0.00	-231.67	573.51	0.00	0.00	0.00	136.53
	2.3E-01	-246.85	600.76	0.00	0.00	0.00	1.05
	4.6E-01	-262.04	628.01	0.00	0.00	0.00	-140.72
69	COMB1						
	0.00	-194.55	638.96	0.00	0.00	0.00	152.69
	2.3E-01	-209.85	673.13	0.00	0.00	0.00	1.31
	4.6E-01	-225.15	707.29	0.00	0.00	0.00	-157.95
69	COMB2						
	0.00	-162.12	532.47	0.00	0.00	0.00	127.25
	2.3E-01	-174.87	560.94	0.00	0.00	0.00	1.09
	4.6E-01	-187.62	589.41	0.00	0.00	0.00	-131.62
70	COMB1						
	0.00	-121.99	580.94	0.00	0.00	0.00	139.49
	2.3E-01	-134.25	616.30	0.00	0.00	0.00	1.36
	4.6E-01	-146.51	651.67	0.00	0.00	0.00	-144.93

70 COMB2							
0.00	-101.66	484.11	0.00	0.00	0.00	116.24	
2.3E-01	-111.88	513.59	0.00	0.00	0.00	1.13	
4.6E-01	-122.10	543.06	0.00	0.00	0.00	-120.78	
71 COMB1							
0.00	-61.19	515.67	0.00	0.00	0.00	124.57	
2.3E-01	-70.32	551.97	0.00	0.00	0.00	1.40	
4.6E-01	-79.46	588.28	0.00	0.00	0.00	-130.16	
71 COMB2							
0.00	-50.99	429.73	0.00	0.00	0.00	103.81	
2.3E-01	-58.60	459.98	0.00	0.00	0.00	1.16	
4.6E-01	-66.21	490.23	0.00	0.00	0.00	-108.47	
72 COMB1							
0.00	-12.84	444.79	0.00	0.00	0.00	108.32	
2.3E-01	-18.77	481.75	0.00	0.00	0.00	1.42	
4.6E-01	-24.71	518.71	0.00	0.00	0.00	-114.00	
72 COMB2							
0.00	-10.70	370.66	0.00	0.00	0.00	90.27	
2.3E-01	-15.64	401.46	0.00	0.00	0.00	1.18	
4.6E-01	-20.59	432.26	0.00	0.00	0.00	-95.00	

Karl von Terzaghi 1883- 1963



Ingénieur né à Prague (République Tchèque), il a étudié au Collège Technique Autrichien. Il a travaillé comme ingénieur à Vienne.

En 1916, il est parti à Istanbul pour enseigner, et il a rejoint la faculté Robert Collège (1918).

Il a ensuite émigré aux États-Unis où il a enseigné au MIT (1925-1929). Après quoi il est retourné en Autriche (1929-1938)

En 1939, il est retourné aux EU où il a eu la nationalité américaine (1943) et a enseigné à Harvard de 1946 à 1956

Ses principales publications sont :

- 1934, "Large Retaining Wall Tests.
- 1943, Theoretical Soil Mechanics
- 1948, Soil Mechanics in Engineering Practice

William John Macquorn Rankin 1820-1872



Né en 1820 à Edinburgh (Ecosse), il a commencé ses études à domicile avec des professeurs, cependant il a effectué un court passage au Glasgow High School en 1830.

De 1836 à 1838 Rankine a étudié à l'université d'Edinburgh. En 1838 il a quitté l'université pour devenir élève de l'ingénieur John Benjamin Mac Neill avec lequel il a travaillé sur de nombreux projets qui lui ont permis de publier « *An experimental inquiry into the advantages attending the use of cylindrical wheels on railways* » (1842) avec l'aide de son père.

Il est devenu professeur en génie civil et mécanique en 1855 à Glasgow

Charles Augustin de Coulomb 1736-1806



Né en 1736 à Angoulême (France), après le déménagement de sa famille à Paris il a intégré le collège de Mazarin où il a reçu un enseignement classique

En 1761, il s'est engagé comme lieutenant dans le corps du génie où il a participé à plusieurs campagnes.

A son retour en France il a été chargé de la construction du Fort Bourbon qu'il a occupé jusqu'en 1772, ce projet lui a permis de montrer les cotés pratiques de ses connaissances

En 1773 a publié un document pour l'Académie des Sciences intitulé « *Sur une application des règles, de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture* »

الموضوع: دراسة نفق الجزائر تحت مستشفى مصطفى

ملخص: من أجل تفادي الإزدحام الذي تعاني منه المدن الكبرى استحدثت تقنية النفق دراسة نفق العاصمة تهدف إلى اختيار طريقة الإنجاز المثلى وضمان توازن المنشأ دون المساس بأمن المواطنين و توفير وسيلة نقل سريعة.

كلمات مفتاحية: نفق, مترو, حفر, تدعيم

Subject: survey of a tunnel, case of Algiers subway under MUSTAPHA HOSPITAL.

Abstract: The tunnel is a very advanced technique for the resolution of the clutter problem met in big cities.

The survey consists in making the best choice of the realization method and to assure the stability of the tunnel to make the circulation more comfortable.

Key words: Tunnel, subway, digging, retaining.

Sujet: calcul d'un tunnel du métro d'Alger, cas du tunnel sous l'HÔPITAL MUSTAPHA

Résumé: la réalisation d'un métro peut résoudre le problème d'encombrement de la circulation auquel sont confrontées les grandes villes

L'étude du tunnel consiste à faire le meilleur choix de la méthode de réalisation afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage dans le but de rendre la circulation des usagers plus sûre et confortable.

Mots clé : Tunnel, métro, creusement, soutènement.