

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

***ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE***

***DEPARTEMENT de GENIE CIVIL***



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat  
en Génie Civil

*Thème :*

**CONCEPTION ET CALCUL D'UN TUNNEL  
CAS DU METRO D'ALGER**

**Proposé et dirigé par :**

*Mr LARIBI  
Mme CHERID  
Mr C. CHERCHALI*

**Présenté par :**

*Mr KERIKECH ISMAIL  
Mr BENARFA FOUAD*

Année Universitaire 2006 / 2007

*ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE 10 AVENUE HASSEN BADI  
EL-HARRACH - ALGER.*

# Remerciements

*Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.*

*Nous tenons aussi à remercier nos promoteurs Mr Laribi et Mme CHERID pour leur suivi et leur conseils durant l'évolution de ce travail.*

*Ainsi nous remercions Mr HADBI, AKLIL et en particulier Mr C.CHERCHALI, pour son aide scientifique, son expérience et sa compétence, pour la modélisation et le calcul de l'ouvrage.*

*Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

## *Dédicace*

*I dedicate this work to  
My mother and father  
My brothers ( Abdurrahman , Yassin)  
And to my family  
Also, to  
All my friends.*

*ISMAIL*

*Je dédie ce travail à :  
Ma très chère mère, mon très cher père,  
Mes frères,  
Ainsi qu'à toute ma famille et mes amis.*

*FOUAD*

## الموضوع: تهيئة و حساب نفق حالة نفق العاصمة

### ملخص:

من أجل تفادي الإزدحام الذي تعانيه المدن الكبرى استحدثت تقنية النفق. إن تهيئة و حساب نفق العاصمة يهدف إلى اختيار طريقة الانجاز الأمثل و ضمان توازن المنشأ دون المساس بأمن المواطنين و توفير وسيلة نقل مريحة و سريعة.

كلمات مفتاحية: نفق, مترو, حفر, تدعيم.

## **Subject: CONCEPTION AND CALCUL OF A TUNNEL Case subway of Algiers**

### **Abstract:**

The tunnel is a very advanced technique for the resolution of the clutter problem met in the big cities.

The conception and calcul of the subway of Algiers consists in making a choice of the method of realization and to assure the stability of the work in the order to give back the circulation of people more comfortable and more economic.

Key words: tunnel, subway, digging, retaining.

## **Sujet : CONCEPTION ET CQLCUL D'UN TUNNEL Cas du Métro d'Alger**

### **Résumé :**

Le tunnel est une technique très avancée pour la résolution du problème d'encombrement rencontré dans les grandes villes.

La conception et le calcul du métro d'Alger consistent à faire un choix de la méthode de réalisation et à assurer la stabilité de l'ouvrage dans le but de rendre la circulation des gens plus confortable et plus économique.

Mots clé : tunnel, Métro, creusement, soutènement.

# SOMMAIRE

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE

### RECONNAISSANCES

I.1 Introduction .....	4
I.2 Les reconnaissances géotechniques .....	4
I.2.1 Reconnaissances spécifiques à la mécanisation de l'excavation.....	4
I.2.2 Reconnaissances pendant l'exécution des travaux .....	5
I.2.3 Galerie de reconnaissance.....	5
I.2.4 Les sondages de reconnaissance.....	6
I.2.5 Diagraphies .....	6
I.2.6 Exécution des puits .....	7
I.3 Aperçu géologique et hydrogéologique général d'ALGER .....	7
I.3.1 Géologie générale de la région d'Alger .....	7
I.3.2 Tectonique .....	11
I.4 Conditions hydrogéologiques .....	11
I.4.1 Hydrogéologie régionale .....	11
I.5 Etude géotechnique .....	11
I.6 Caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du site .....	12

### METHODES D'EXECUTION

II.1 Introduction .....	14
II.2 Ouverture et acces .....	15
II.2.1 Le puit .....	15
II.2.2 Rameaux .....	15
II.2.3 Galerie de reconnaissance .....	15
II.3 Modes de creusement des tunnels .....	15
II.3.1 Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères .....	15
II.3.2 Exécution du creusement au rocher .....	16
II.3.2.1 Creusement à l'explosif .....	16
II.3.2.2 Creusement mécanique .....	17
II.4 Méthodes de creusement .....	19
II.4.1 Méthode de creusement à pleine section .....	19
II.4.2 Méthode de la demi-section .....	19
II.4.3 Méthode de la section devisée .....	19

### SOUTÈNEMENT

III.1 Introduction .....	21
III.2 Classification des modes de soutènement .....	21
1. Les soutènements agissant par confinement .....	21
2. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armatures .....	21
3. Les soutènements agissant par supportage .....	21

4. Les soutènements agissant par consolidation .....	21
III.3 Les différents types de soutènements .....	22
III.3.1 Les boulons d'ancrages .....	22
III.3.2 Le béton projeté .....	22
III.3.3 Blindages métalliques .....	23
III.4 Critères à prendre en compte .....	24
III.5 La Nouvelle Méthode Autrichienne (N.A.T.M.) .....	25
III.5.1 Les Avantages de la N.A.T.M. ....	25
III.5.2 Limites de la N.A.T.M. ....	25
III.6 Réalisation du soutènement provisoire .....	26
III.7 Système statique du soutènement provisoire .....	26
III.7.1 Prédimensionnement .....	26
III.7.2 Vérification des cintres de soutènement .....	27
III.7.3 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté .....	27
III.7.4 Système de charges .....	28
III.7.5 Détermination des efforts .....	28
III.7.5.1 Pour la charge verticale .....	30
III.7.5.2 Pour la charge horizontale .....	30
III.7.5.3 Les sollicitations cumulées seront .....	30
III.8 Vérification au cisaillement du cintre .....	31
III.8.1 Vérification assemblage des éléments du cintre .....	31
III.9 Vérification de la stabilité des parois .....	31
III.10 Vérification du soutènement provisoire par les sollicitations obtenues avec le SAP 2000 .....	33
III.10.1 Principe général de la modélisation .....	34
III.10.2 Les conditions aux limites .....	34
III.11 Différentes fonctions du revêtement .....	34
III.12 Règle de conception du revêtement .....	35
III.13 Constat des règles de l'art .....	36
III.14 Actions à prendre en compte et calcul des sollicitations .....	36
III.14.1 Charges à reprendre .....	36
III.15 Vérification du revêtement .....	37
III.15.1 Démarche de vérification .....	37
III.16 Conclusion .....	38

## **METHODES DE DIMENSIONNEMENT DU SOUTENEMENT**

IV.1 Introduction .....	39
IV.2 Les différentes méthodes de dimensionnement .....	39
IV.3 Présentation de la méthode de convergence - confinement .....	40
IV.4 Etapes de calcul d'un problème type .....	43
IV.5 Conclusion .....	44

## **EVALUATIONS DES CHARGES**

V.1 Introduction .....	46
V.2 Types et origines des poussées souterraines .....	46
V.2.2 Poussées géologiques (Poussées souterraines réelles) .....	47
V.2.3 Poussées de gonflement .....	47

V.3 Différentes méthodes de détermination des pressions souterraines .....	48
V.3.1 Evaluation des pressions verticales .....	48
V.3.2 Evaluation de la pression horizontale .....	52
V.3.3 Evaluation de la pression agissant au niveau du radier .....	54
V.3.4 Evaluation de la pression hydrostatique .....	56
V.3.5 Charges et surcharges utiles .....	56

## **PRESENTATION DU PROJET DU METRO D'ALGER**

VI.1 Introduction.....	57
VI.2 Historique .....	57
VI.3 Presentation technique de l'ouvrage .....	59
VI.3.1 Facteurs d'implantation d'un tunnel .....	60

## **CALCUL DES CHARGES**

VII.1 Calcul des charges agissant sur le soutènement du tunnel .....	64
VII.1.1 Calcul de la Pression Verticale Active Descendante sur le Soutènement en demi section Supérieure du Tunnel .....	64
VII.1.2 Calcul de la Pression Horizontale Active Descendante sur le Soutènement en demi-Section Supérieure du Tunnel .....	65
VII.1.3 Calcul de la Pression Verticale Active Agissant sur le Soutènement de la Structure Globale .....	66
VII.1.4 Calcul de la pression horizontale active agissant sur le soutènement de la structure globale .....	67
VII.2 Application de la méthode convergence-confinement .....	70
VII.2.1 Courbe caractéristique du terrain .....	70
VII.2.2 Charges verticales .....	70
VII.2.3 Courbe caractéristique de soutènement .....	70

### **Calcul du soutènement provisoire**

VIII.1 Introduction .....	73
VIII.2 Vérification préliminaire du soutènement provisoire .....	73
VIII.3 Calcul des charges agissant sur la galerie .....	95

### **Calcul du revêtement définitif**

IX.1 Determinacion du chargement actif agissant sur le revêtement définitif .....	99
IX.1.1 Etude statique .....	99
IX.1.2 Etude dynamique .....	103
IX.2 La valeur des efforts interne dans les sections les plus sollicitée .....	105
IX.2.1 Cas statique .....	105
IX.2.2 Cas dynamique .....	105
IX.3 Ferrailage des différents éléments .....	106
IX.3.1 Ferrailage de la structure globale .....	106
IX.3.2 Ferrailage de la galerie .....	106
IX.3.3 Ferrailage final de la structure globale .....	107



IX.3.4 Ferrailage final de la galerie .....	107
---	-----

IX.4 Dimension de la section du

béton .....	108
-------------	-----

IX.4.1 Dimension de la section du béton (de la structure globale) .....	108
IX.4.2 Dimension de la section du béton de la galerie .....	108
IX.5 Ferrailage transversal .....	108
IX.6 Armatures de répartition .....	109
IX.7 Schémas De Ferrailages Du Revêtement .....	110
IX.7.1 Schemas de ferrailages de la structure globale .....	110

# INTRODUCTON GENERALE

## **INTRODUCTION GENERALE**

Depuis la nuit des temps, le domaine naturel de l'homme a été principalement un espace à deux dimensions, la surface du sol. Poussé par la nécessité, la curiosité et par la témérité, l'homme a toujours tenté de sortir de cet espace, soit en l'élargissement, ce qui n'est possible que de façon limitée, soit en cherchant à utiliser la troisième dimension. Dans ces tentatives, il a toujours rencontré de grandes difficultés qui n'ont pu être surmontées que grâce à une étonnante ténacité.

Les travaux souterrains ont toujours été difficiles. Cela n'a pas empêché leur utilisation dès les premières périodes de l'humanité, comme le prouve la découverte d'excavations souterraines qui sont parmi les premiers témoignages de l'activité humaine. Bien sûr, c'est la nature et non l'homme qui est à l'origine des premiers ouvrages souterrains. Ainsi, depuis l'aube de l'humanité de nombreuses raisons ont poussé l'homme à utiliser l'espace souterrain. Aujourd'hui, on peut citer quelques principales raisons qui justifient l'utilisation de l'espace souterrain:

- Dans de nombreux cas, l'utilisation du sous sol résulte d'un manque d'espace à la surface et fournit à la fois une protection contre les climats défavorables et de substantielles économies d'énergie.
- Les ouvrages souterrains sont naturellement protégés contre les intempéries (ouragans, tornade, orage et autres phénomènes naturels), de plus ils sont moins sensibles aux ondes sismiques de surface.
- Ils offrent des avantages en matière de protection des objets et produits qu'ils abritent dans des conditions de température modérée et constante et par la possibilité de créer un environnement étanche.
- Pour le bruit, le terrain offre une protection contre les explosions en absorbant les chocs et l'énergie dissipée.
- On peut stocker des déchets nucléaires et certaines installations comme les centrales nucléaires.
- En matière de sécurité, le principal avantage des ouvrages souterrains réside dans le nombre limité de leur accès et la facilité de les sécuriser.
- Le sol fournit également des avantages en matière de protection de l'environnement.
- Les ouvrages souterrains permettent de préserver la végétation naturelle, il en résulte des dommages moins grands sur les cycles écologiques au niveau local et mondial. La végétation, les habitats, les passages pour animaux et la photosynthèse sont protégés dans une plus grande mesure qu'avec des constructions en surface.
- Les tunnels sont aussi une importante option pour le franchissement des fleuves, et pour l'aménagement des installations ou infrastructures.
- Les tunnels jouent un rôle vital en amenant l'eau potable aux zones urbaines et en évacuant les eaux usées, et permettent l'aménagement de système de transport sécuritaire, et dégagement de surface des véhicules, ainsi le bruit de circulation est réduit et l'air devient moins pollué.

- On peut citer aussi que la durée de vie des ouvrages souterrains est beaucoup plus longue que leurs équivalents en surface, les ouvrages en élévation sont plus sensibles aux dégâts de dégradation.

En Algérie, la question de construire des réseaux de Métro a provoqué des débats animés, les vastes réseaux de transport rapide par chemin de fer (surtout souterrain) présentent divers avantages mais sont très onéreux.

Dans ce contexte, les spécialistes ont établi des critères déterminant la réalisation d'un Métro, à savoir :

- La demande doit s'élever au moins 15 000 voyageurs par heure/sens pendant les heures de pointe, le long d'un important corridor.
- La ville doit compter au moins 5 millions d'habitants. Des restrictions sont admises pour des villes qui se sont développées de façon linéaire : Alger, Pusan (Corée du Sud), Singapour.
- La ville doit abriter des citadins jouissant de revenus assez élevés, pour attirer un nombre suffisant des voyageurs, capables de payer les titres de transport, dont le coût doit être abordable et augmenter progressivement suivant les distances parcourues.
- Les lignes du métro doivent relier la périphérie au centre ville, le long d'importants couloirs desservant les quartiers les plus peuplés, de façon à attirer beaucoup de voyageurs.
- Les réseaux doivent être gérés par des entreprises autonomes avec des méthodes modernes et rigoureuses de gestion.

Le présent projet a porté sur le tronçon du tunnel de Métro d'Alger ligne1- extension B Hai albadr – El harrach implanté sur une couche d'argile calcaireuse très compacte. Sa profondeur moyenne et son diamètre d'excavation sont respectivement de 16,93 m et de 9,69 m.

Notre travail comporte neuf (9) chapitres répartis sur deux grandes parties :

- Une partie Bibliographique qui comporte l'étude des :
  - ✓ Reconnaissances.
  - ✓ Méthodes d'exécutions.
  - ✓ Soutènement.
  - ✓ Méthodes de dimensionnement.
  - ✓ Evaluations des charges.

- Une partie consacrée au calcul du Métro d'Alger et qui comporte:
  - ✓ Présentation du projet.
  - ✓ Calcul des charges.
  - ✓ Calcul du soutènement provisoire.
  - ✓ Calcul du revêtement définitif.

Les chapitres de la première partie constituent le support théorique à une bonne conception d'un tunnel ; tandis que les chapitres de la deuxième partie permettent de mener à bien le calcul d'un tunnel à travers l'exemple du calcul du Métro d'Alger qui constitue l'objet de ce mémoire.

PARTIE I :  
BIBLIOGRAPHIE

# CHAPITRE I

## RECONNAISSANCES

### I.1 INTRODUCTION :

Notre travail consiste à l'étude de la déformation de massif rocheux lors de creusement du tunnel, ce qui nous ramène à prévoir les différentes conditions géologiques, hydrogéologiques, et géotechniques du site. Les études et reconnaissances représentent 5 à 7% du coût d'un ouvrage dont 4 à 5 % d'études proprement dites. De plus, 5 à 7 % concernent les travaux de suivi du chantier, de maîtrise d'oeuvre, et d'organisation.

Il ne sera pas traité ici de toutes les études d'ordres économiques, financières et urbanistiques qui sont à la base de la définition du projet. On ne considère ici que les études purement techniques, effectuées une fois l'idée du projet est confirmée. Il importe de préciser que les reconnaissances et études techniques sont nécessaires pour établir un budget et un planning prévisionnels.

L'étude préliminaire d'un chantier amène à se poser de nombreuses questions dont :

- Quel mode d'extraction faut-il choisir ?
- Quelle sera la stabilité de l'excavation ?
- Les travaux rencontreront-ils une nappe ?
- Quelles sont les possibilités de réemploi du matériau extrait? Quel volume devra t-on

mettre en décharge : le problème des déblais, où peut-on les déposer, que peut-on en faire ?

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont les facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Ainsi les ouvrages souterrains exigent que l'on attache une grande importance à la reconnaissance du sous-sol en raison des interactions très fortes qui existent entre :

- **La géologie et les caractéristiques géotechniques** du site d'une part,
- **La conception et la définition de l'ouvrage** à construire, le choix et la mise en oeuvre des méthodes de construction d'autre part.

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

### I.2 LES RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES :

#### *I.2.1 Reconnaissances spécifiques à la mécanisation de l'excavation:*

##### **Objectif :**

Les principales caractéristiques définissant l'aptitude d'une roche à être pénétrée et détruite par outil sont:

- La résistance intrinsèque, c'est-à-dire, les caractéristiques mécaniques qui déterminent l'énergie que la machine devra transmettre à l'outil pour remplir son rôle ;
- L'abrasivité qui conditionne l'efficacité et le taux de remplacement des outils ;
- Les discontinuités qui jouent un rôle important dans les pressions de rupture sous l'action conjuguée des outils.



Quelques critères complémentaires, déjà examinés par ailleurs, sont également nécessaires pour l'étude des caractéristiques des tunnels, tels que:

- L'hydrogéologie et les venues d'eau prévisibles à proximité du front de taille;
- La hauteur de couverture et les contraintes naturelles

### *1.2.2 Reconnaissances pendant l'exécution des travaux:*

#### **Objectif :**

Les reconnaissances que l'on peut effectuer en cours de travaux sont du même type que celles décrites précédemment ; il s'agit principalement :

- Des sondages d'avancement qui donnent des informations sur les terrains à traverser et les venues d'eau éventuelles dans les jours qui suivent, et qui préviennent ainsi des accidents géologiques repérés antérieurement ou non ;
- De la galerie pilote dont l'objectif est le même que ci-dessus, qui est exécutée dans les cas où elle est utile à l'exploitation de l'ouvrage futur et dans les cas de terrains prévus difficiles.

Pour les reconnaissances de tunnels, on doit toujours se poser la question préalable de l'intérêt des sondages.

Une bonne reconnaissance du sol le long du tracé nécessite au préalable des études géologiques, hydrogéologiques, géotechniques, et sismiques. Celles-ci étant validées ou corrigées ensuite par des observations faites à tout stade des travaux. Les études préliminaires se résument généralement dans :

### *1.2.3 Galerie de reconnaissance:*

Suivant le but recherché, la profondeur du tunnel, les possibilités d'occupation du terrain, il peut être en effet plus rentable d'effectuer une galerie de reconnaissance. La galerie de reconnaissance permet ainsi d'obtenir toutes les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques nécessaires à l'établissement d'un projet d'exécution détaillé. Et permet aussi d'évaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté.

Une telle galerie permet entre autres:

- L'observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type des venues d'eau (ponctuelles ou diffuses), la mesure des débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques, l'influence de l'eau sur la tenue des terrains, la reconnaissance des karsts, les prélèvements pour analyse chimique et mesure de température. Il est également possible d'exécuter des forages depuis la galerie qui permettront d'effectuer des mesures de perméabilité, de pression et de débit;
- Les essais et mesures géotechniques *in situ*;
- Les mesures de déformation;
- Les prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire;
- Dans une section élargie aux dimensions finales, les essais en vraie grandeur des procédés d'exécution envisageables.

### I.2.4 Les sondages de reconnaissance:

Pour les reconnaissances de tunnels, on doit toujours poser la question préalable de l'intérêt des sondages. Suivant le but recherché, la profondeur du tunnel, les possibilités d'occupation du terrain, il peut être en effet plus rentable d'effectuer une galerie de reconnaissance ou des puits.

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 projecteur d'implanter l'ouvrage sur les couches les plus favorables.

Les sondages permettent d'effectuer un certain nombre d'essais :

1) Prélèvements d'échantillons :

- Pour déterminer la nature de la roche ou du sol ;
- Pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures, diaclases et stratification dans le cas d'une roche ;
- Pour pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des roches, mécanique des sols, analyses minéralogiques et analyses chimiques) ;

2) Exécution de diagraphies ;

3) Mesure in situ des modules et du champ de contraintes ;

4) Mesures in situ de la perméabilité.

En règle générale, l'exécution de sondages mécaniques ne doit être envisagée que lorsque les reconnaissances géologiques et géophysiques ont été exploitées au maximum de leur possibilité.

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 Designation).

### I.2.5 Diagraphies :

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 comporta 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).
- Le log neutron (mesure de la teneur en eau par ralentissement des neutrons).
- Le log 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).

Ces mesures peuvent être effectuées dans des sondages non carottés et donner des indications sur les caractéristiques du terrain.

### *1.2.6 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.

## **I.3 APERÇU GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE GENERAL D'ALGER :**

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 faille.
- Les parties profondes affectées de phénomènes de glissements superficiels du terrain.

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, en plaçant des joints « water-stop ».

### *1.3.1 Géologie générale de la région d'Alger :*

L'étude des cartes géologiques et des résultats des sondages carottés ont permis de définir le sous sol de la ville d'Alger, comme étant constituée de deux (02) unités géologiques de nature et d'âge très différentes. On distingue (voir fig I.1) :

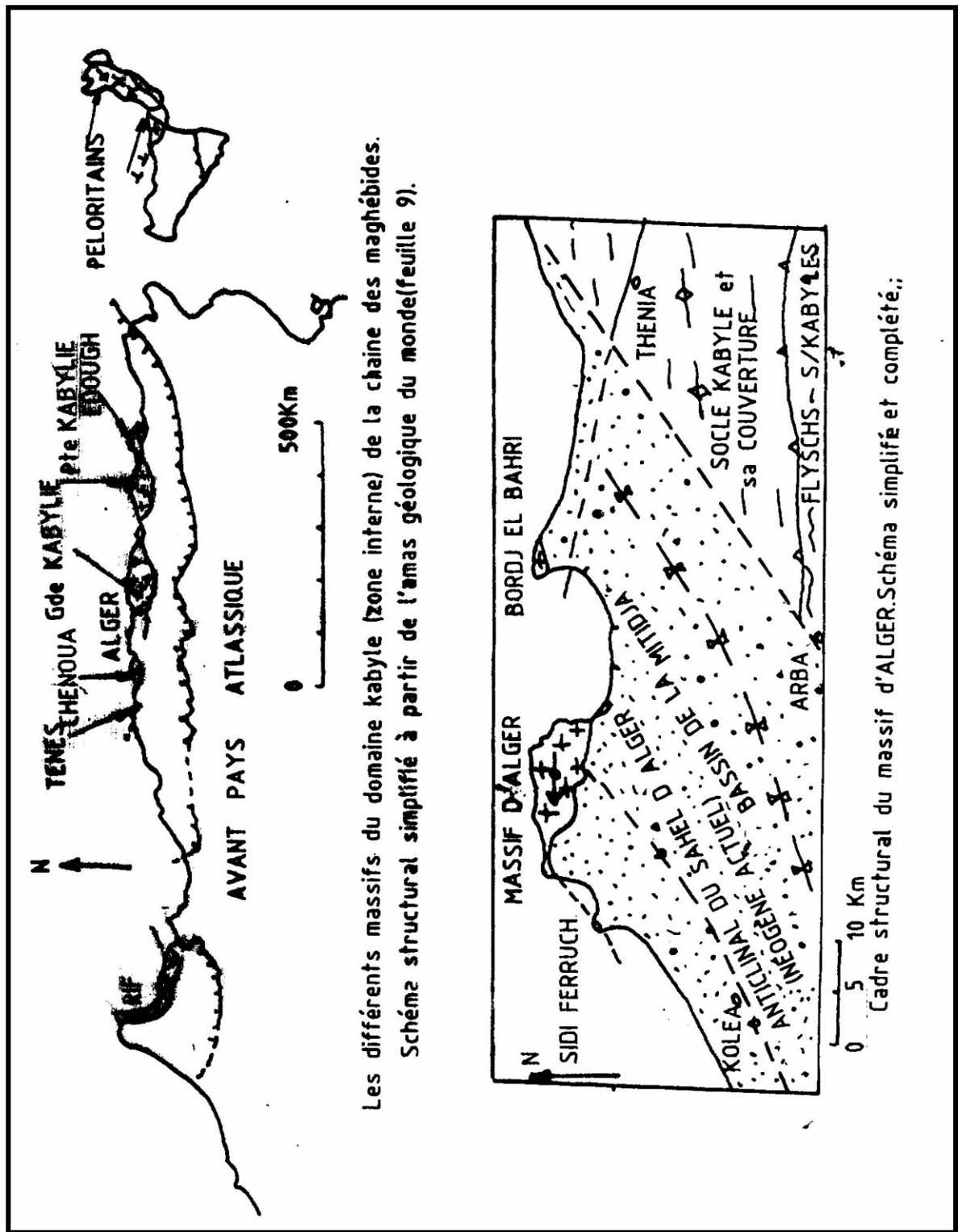


Figure I.1 Carte Géologique d'Algérie

**Au Nord :** le massif cristallophyllien d'âge primaire allongé d'Est en Ouest sur 20Km, dont la largeur est d'environ 6Km.

**Au Sud :** un anticlinal orienté Nord Est – Sud Ouest, formé de série sédimentaires d'âge tertiaire. Il est oblique au massif cristallophyllien et se prolonge dans le bassin de la Mitidja.

Localement ces deux grands ensembles sont recouverts par les formations les plus récentes de quaternaire (voir fig I.2).

**a- Le primaire (massif cristallophyllien) :**

Les principaux faciès pétrographiques reconnus dans le primaire sont :

- Les schistes et les micaschistes.
- Les schistes ardoisé fortement injectés de quartzite.
- Les calcaires lenticulaires métamorphiques.
- Les gneiss, souvent œillets de quartz et injectés de roches granitiques (granito-gneiss, migmatites, embréchites).

De plus, ces terrains sont fortement altérés, et la décomposition des minéraux gneissiques peut conduire à la formation de matériaux argileux qui remplissent les fissures.

**b- Le secondaire :**

La littérature ne mentionne pas de représentant de cette ère dans la région d'Alger.

**c- Le tertiaire (terrains sédimentaires) :**

On rencontre, du bas vers le haut, les formations suivantes :

- **Le miocène inférieur (BURDIGALIEN) :** il est formé de grès et poudings.
- **Le miocène supérieur (PONTIEN) :** Formation de grès, conglomérats et poudings. Ces divers faciès constituent la majorité des affleurements au contact du socle primaire, dont l'épaisseur est d'environ 10 mètres.

• **Le pliocène inférieur (PLAISANCIEN) :** c'est une formation marneuse de plus en plus gréseuse en nous dirigeant vers l'est, souvent avec d'importants passages de calcaire gréseux. L'épaisseur varie de 50 à 100 mètres au niveau de la Mitidja. Deux (02) autres sondages entre « Kh.B. » et « la Place du 1<sup>er</sup> Mai » confirment la présence de marnes argileuses.

• **Le pliocène supérieur (ASTIEN) :** c'est la formation géologique la plus importante, appelée couramment « mollasse astienne », elle est de teinte jaunâtre et constitués des grès calcaires, sables, des calcaires et de marne sableuse. L'épaisseur peut aller jusqu'à 40 mètres.

**d- Le quaternaire :**

Les différentes assises géologiques du primaire et du tertiaire décrites ci-dessus sont généralement recouvertes indifféremment par les couches quaternaires suivantes :

- **Les alluvions et colluvions** : Ils regroupent les formations d'âge callabrien à quaternaire récent, dont l'épaisseur varie de 0 à 17 mètres et qui comprennent des argiles ou limons argileux rougeâtres, sableux ou graveleux ainsi que les sables et graviers.
- **Les éboulis** : On les rencontre seulement que sur 3 à 6 mètres d'épaisseur, au voisinage de « la Place du 1<sup>er</sup> Mai », sous forme de marnes argileuses.
- **Les remblais** : Il sont généralement des éléments sablo-graveleux et limoneux avec des débris ; ils forment une couche continue ; leur épaisseur est d'environ 12 m, mais la limite avec les formations sous-jacent est souvent difficile à déterminer.

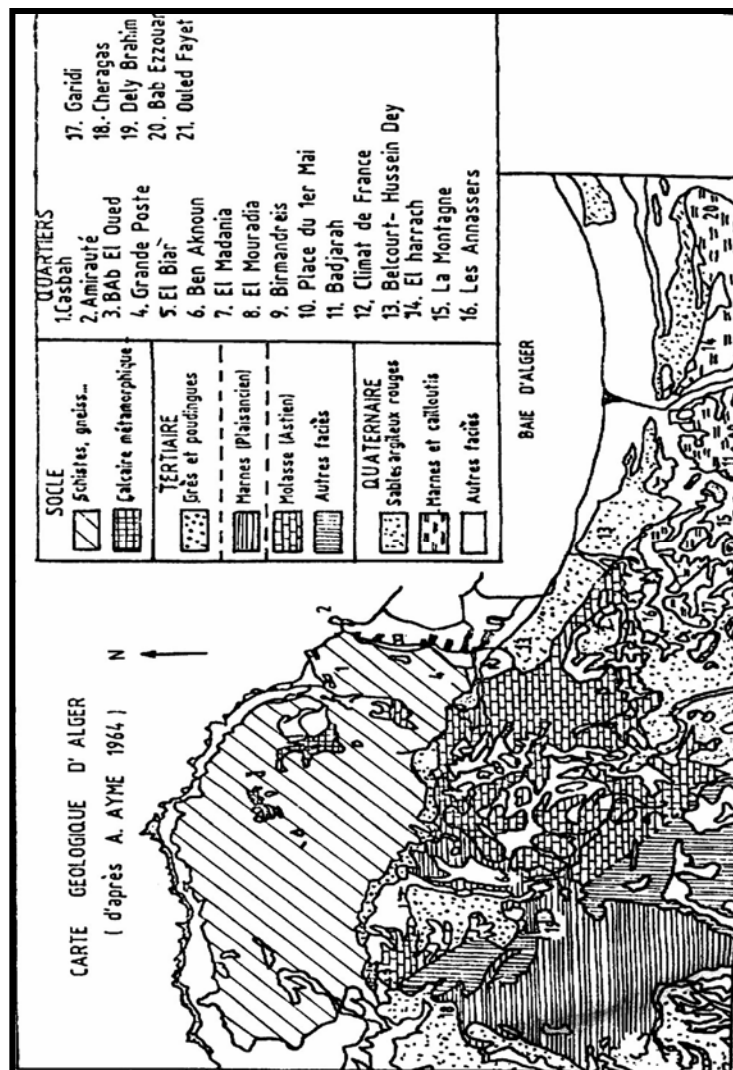


Figure I.2 Carte Géologique de la Région d'Alger

### I.3.2 Tectonique:

Le massif d'Alger prolonge l'anticlinal du **Sahel**, d'axe Nord – Est. Il est constitué de même terrain néogène que le synclinal Nord - Est de la Mitidja. Ce plissement des terrains néogènes se trouve dans d'autres bassins post – nappes de même signification structurale que celui de la Mitidja.

Un tel plissement postérieur au quaternaire, est l'une des conséquences de la compression Nord–Sud ; laquelle se manifeste aussi par l'activité sismique du **Tell**, dont le séisme d'El-Asnam. Les traces de cette compression, se trouvent au sein du massif d'Alger.

## I. 4 CONDITIONS HYDROGEOLOGIQUES :

L'étude hydrogéologique présente une étape très importante dans le cadre de la réalisation d'un tunnel. En général, elle s'effectue en même temps que l'étude géologique. Elle a pour but de déterminer :

- Les formations aquifères et les formations imperméables.
- La présence d'eau.
- Le régime des eaux souterraines.
- La perméabilité du terrain, en vue de définir :
  - La nature des venues d'eau.
  - Leurs charges et leurs débits.
  - Les possibilités de rabattement ou de drainage.
  - Les précautions à prendre pour l'étanchéité.

### I.4.1 Hydrogéologie régionale :

Il existe dans le socle métamorphique d'Alger (massif cristallophyllien), un réseau hydrique localisé dans les fissures, les fractures et les diaclases. A des profondeurs très variées, les niveaux d'eau mis en évidence par les levés piézométriques, montrent l'absence d'une nappe continue, mais cela traduit aussi l'existence des circulations locales, comme en témoignent les puits domestiques que l'on rencontre à la Casbah. La molasse astienne (tertiaire) présente l'aquifère le plus important de la région algéroise. Ce dernier est mis en évidence par l'existence de puits dans cette formation, et par les résurgences au niveau des marnes qui constituent le mur de la nappe astienne.

## I. 5 ETUDE GEOTECHNIQUE :

L'étude du projet d'un tunnel est un processus très complexe, au cours duquel il faut déterminer ses dimensions, son tracé, son type de revêtement et la méthode de percement adéquate.

Si les dimensions de la section du tunnel dépendent peu des conditions naturelles, elles sont essentiellement conditionnées par l'usage réservé à cet ouvrage. Par contre, il est certain que le type

de revêtement et la méthode de creusement dépendent des conditions naturelles rencontrées. Parmi ces dernières, les conditions géotechniques sont souvent décisives sur le choix de la variante définitive du tracé. Les études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie. Elles doivent permettre de préciser la description du terrain et de prévoir leur comportement, ainsi que la stabilité des ouvrages pendant les différentes phases d'exécution et après leur achèvement.

## I.6 CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES, HYDROGEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES DU SITE :

Les résultats des sondages carottés et la visite des campagnes de reconnaissances nous permettent d'établir une synthèse des éléments géologiques, hydrogéologiques et géotechniques pour la mise au point des méthodes d'exécution ainsi que l'étude du soutènement. Le tunnel sera excavé dans un site comportant trois couches ; la nappe phréatique se trouvant à une profondeur de 12 m ; on adopte pour les calculs la coupe géologique suivante (voir fig I.3).

### • Une couche d'argile calcaireuse jaunâtre :

Cohésion du sol ;

$$C = 20 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Angle de frottement du sol ;

$$\varphi = 20^\circ$$

Poids spécifique ;

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

### • Une couche de Sable d'oued avec grains et galets :

Cohésion du sol ;

$$C = 0$$

Angle de frottement du sol ;

$$\varphi = 20^\circ$$

Poids spécifique ;

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

### • Une couche d'argile calcaireuse jaunâtre très compacte :

Cohésion du sol ;

$$C = 20 \text{ KN} / \text{m}^2$$



Angle de frottement du sol ;

$$\varphi = 20^\circ$$

Poids spécifique ;

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

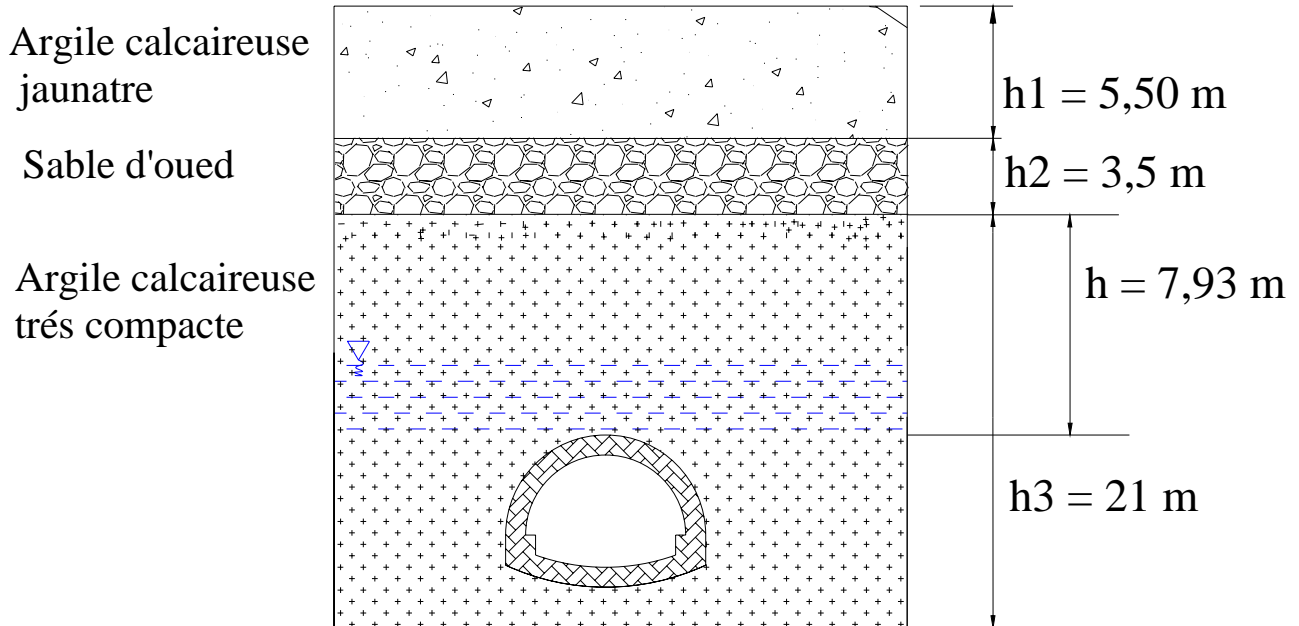


Figure I.3 Coupe géologique du terrain

# Chapitre II

## METHODES D'EXECUTION

### II.1 Introduction :

L'excavation d'un tunnel produit une perturbation dans l'état du terrain, ceci engendre des mouvements de la masse tendant à rétablir l'équilibre. L'appréciation de ces mouvements, se fait en tenant compte de la nature des terrains et de ses différentes caractéristiques déterminées sur la base des essais en laboratoire. On peut distinguer deux types principaux d'exécution des tunnels :

- Ceux qui sont basés sur les opérations d'avancement cycliques : creusement, soutènement, marinage.
- Ceux où les opérations de creusement et de marinage (parfois également soutènement) sont effectuées en quasi-continuité avec l'emploi de machine à attaque globale ou de bouclier.

Un cycle traditionnel de la réalisation d'un tunnel se décompose schématiquement comme suit :

#### ➤ Creusement :

Le creusement peut être exécuté mécaniquement avec une machine ou à l'explosif. Dans ce dernier cas, l'opération est divisée en trois phases successives :

- Perforation
- Chargement des trous
- Abattage (tir).

#### ➤ Marinage :

Le marinage des déblais est toujours précédé de la purge de la voûte et du front. Parfois la mise en œuvre d'une première couche du béton projeté précède également le marinage. Au niveau du métro d'Alger, le marinage se fait à l'aide d'un excavateur à godet de type « **TORO 150 D** » pour la demi section supérieure, et de type « **TORO 400 D** » pour la demi section inférieure.

#### ➤ Soutènement :

Le soutènement assure la stabilité de l'excavation, il est généralement placé avant de débiter une nouvelle phase d'excavation. Dans les terrains de mauvaises tenues, la longueur d'une phase est égale à la portée maximum de l'excavation, qui peut rester stable par elle même le temps nécessaire pour placer le soutènement, ainsi lorsque des cintres sont prévus, la longueur des passes de creusement est généralement égale à l'espacement entre cintres.

Pour l'exécution du métro d'Alger, deux (02) méthodes sont utilisées :

- Méthode d'extraction à ciel ouvert.
- Méthode d'extraction souterraine.

## II.2 OUVERTURE ET ACCES :

### II.2.1 Le puit :

Le puit peut être utilisé comme un moyen d'accès pour l'exécution d'un tunnel, sa section dépendra de la quantité des déblais à évacuer et des dimensions des bennes ou des cages. D'autre part, il faudra prévoir, dans chaque puits un emplacement spécial pour les tuyaux et les câbles électriques, ainsi que les différentes installations entrant dans la bonne marche des opérations. Pour l'exécution des tunnels, ces puits peuvent aussi permettre des prélèvements des échantillons géotechniques.

### II.2.2 Rameaux :

Après le creusement des puits, on creuse des petites galeries (rameaux) qui donnent accès à la galerie de reconnaissance. C'est à dire, permettre la liaison entre le puits et la galerie.

### II.2.3 Galerie de reconnaissance :

La galerie de reconnaissance, appelée aussi galerie pilote, a pour but :

- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillé.
- L'observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type des venues d'eau (ponctuels ou diffusés).
- Les essais et mesure géotechniques in-situ.
- Les prélèvements d'échantillons pour des essais en laboratoire.
- De préciser les méthodes d'exécutions, creusement et soutènement.

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

## II.3 Modes de creusement des tunnels :

On distingue deux modes de creusement :

1. Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères.
2. Exécution du creusement dans les terrains durs (ou rocher).

### II.3.1 Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères :

La construction de tunnels en terrain meuble et aquifère n'est pas en soi une nouveauté, il faut cependant noter que depuis deux décennies environ, les techniques mises en œuvre ont connu un développement considérable. En effet alors que les tunnels étaient traditionnellement réalisés depuis longtemps dans des sites plutôt montagneux, et plus souvent dans des terrains rocheux, le développement des agglomérations, souvent situées dans des vallées, a conduit de réaliser de plus en plus d'ouvrages souterrains dans des sites beaucoup moins favorables à la construction de tunnels. Les tunneliers conçus pour forer les tunnels dans les sols meubles et aquifères sont appelés

«bouclier» ; ce dernier maintient provisoirement les parois latérales et protège le personnel durant la période des travaux, ainsi que les dispositifs complémentaires ; organe d'abattage, de marinage : de stabilisation de front de taille et de pose de revêtement. L'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant de bouclier. En se basant sur le choix du mode de stabilisation du front de taille, on peut classer les différents types de bouclier de la manière suivante :

• **Les boucliers ouverts (non pressurisés) :**

Laissant le front visible et accessible, ils sont utilisables préférentiellement dans les sols cohérents sans gradient hydraulique important et qui ne représente pas d'instabilité au front de taille ; ou dans les roches tendres.

• **Bouclier pressurisé :**

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

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

### II.3.2 Exécution du creusement au rocher :

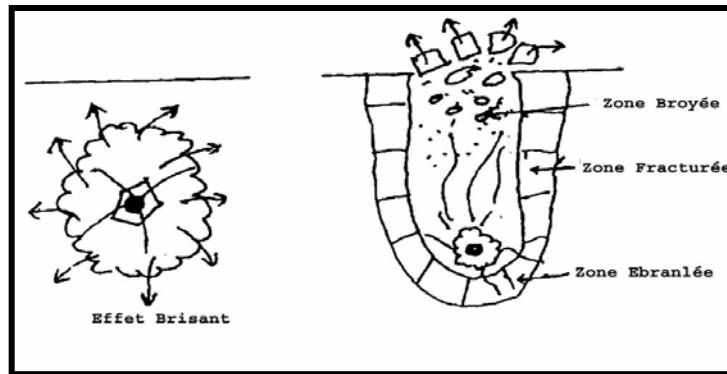
#### II.3.2.1 Creusement à l'explosif :

En matière de génie civil, c'est en 1679 que la première application de l'explosif a été faite en France pour le creusement du tunnel de navigation du canal du Languedoc. Il a fallu attendre la machine à vapeur pour qu'en 1838 un premier essai de mécanisation du forage des trous de mines soit tenté aux Etats-Unis près de lac Michigan ; mais c'est seulement à partir de 1861 que l'application industrielle de l'air comprimé et l'invention de marteaux perforateurs montés sur châssis mobile ( qui n'avait pas encore pris le nom de JUMBO) et qui a été utilisé pour le creusement du premier tunnel ferroviaire du FREJUS entre la France et l'Italie.

#### Principe de travail des explosifs :

L'explosion d'une charge linéaire, disposée perpendiculairement à la surface libre du massif rocheux, produit une sorte de « cratère » de forme conique, dont l'angle au sommet est fonction de la qualité de l'explosif et de sa puissance. Pour améliorer le rendement de l'explosif, on le fait travailler d'une façon dissymétrique, en inclinant la charge par rapport à la surface libre parallèle au trou de mine, et on superpose les effets des explosions dans le temps, en les espaçant de quelques millisecondes par l'introduction de détonateurs à micro retard. L'explosion d'une charge ponctuelle ou d'une charge linéaire entraîne, selon le cas, un effet brisant ou un effet soufflant, qui engendre trois zones (voir fig II.1) :

- Zone broyée.
- Zone fracturée.
- Zone ébranlée.



**Figure II.1** Charge ponctuelle effet soufflants

### Choix de l'explosif :

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

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

On utilise cependant quelquefois également les explosifs nitrates qui se présentent sous forme de poudres. On les appelle aussi poudre de sûreté parce qu'ils sont moins sensibles aux chocs que les dynamites, mais beaucoup plus sensibles à l'eau et généralement moins puissants. Ils conviennent dans les roches mi-dures.

La Sévranite, explosif au perchlorate, très puissante et très brisante (analogue à BAM), a donné de bons résultats mais nécessite une aération renforcée du chantier.

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

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

**NB :** L'explosion des charges produit des ruptures irrégulières du rocher, de sorte que le profil du tunnel réalisé peut être loin de correspondre au pourtour théorique. Il y a de nombreux hors profils, ce qui signifie que, l'excavation va au-delà de la ligne prévue. Si un revêtement doit être mis en place, ces hors profils augmentent considérablement les volumes nécessaires de béton.

Afin de réduire cet aléa, on procède avant l'abattage, à un pré-découpage soigné sur le long de la volée voulue. Ce procédé (pré-découpage) a pour objectif de limiter les hors profils et la fissuration dans le massif.

### II.3.2.2 Creusement mécanique :

On peut citer deux principales machines à forer :

#### II.3.2.2.1 Tunnelier ou machine à attaque globale (TBM) :

Attaque en une seule passe la totalité de la section, il est conçu pour excaver des galeries circulaires avec un diamètre déterminé.

**Avantages du Tunnelier :**

- Le tunnelier permet d'atteindre des vitesses de creusement assez élevées de 15 à 30 m/jour théoriquement.
- Pas d'ébranlement, Ce qui assure une bonne tenue de la galerie.
- Pas d'hors profil, d'où une économie de béton.
- Le soutènement est facile et rapide (préfabriqué).
- Les équipes de personnel sont réduites, Ce qui permet d'augmenter le rendement (homme / poste).
- La sécurité des chantiers est accrue.

**Inconvénients du Tunnelier :**

- Le temps de travail effectif de la machine ne dépasse pas 30%.
- Le tunnelier ne peut être valablement utilisé, qu'en terrain homogène.
- Tout accident géologique imprévu entraîne le blocage de la machine.
- Coût très élevé, d'où la difficulté ou la quasi impossibilité d'amortissement sur des tronçons, dont la longueur est inférieure à 2 Km.
- La géométrie du tunnel doit être circulaire, or ce n'est pas notre cas.
- Le coût excessivement élevé des outils de forage.

**II.3.2.2 Machine à attaque ponctuelle (BTM) :**

Limitée généralement à excaver des rochers 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 est porté sur un châssis AUTOMOTEUR à roues ou à chenilles. (voir fig II.2)



**Figure II.2** Machine à attaque ponctuelle

**Avantages :**

- Simultanéité des opérations d'abattage, de chargement et d'évacuation des roches.
- Grande vitesse d'avancement (6 m/jour à « Oued-Ouchayah »).
- La technique d'abatage n'entraîne pas d'ébranlement.
- Découpage soigné de la section (pas de hors profils).

**Inconvénients :**

- Un coût élevé, mais plus avantageux que les tunneliers.
- Frais de démontage, de transport et de remontage du matériel en souterrain.
- Les têtes d'attaque s'usent très rapidement et leur changement est relativement coûteux.
- Beaucoup de poussières.

**II.4 Méthodes de creusement :**

Les méthodes de creusement dépendent des paramètres suivants :

- La nature du terrain.
- La profondeur et les dimensions de l'ouvrage.
- Le personnel.
- Le matériel disponible.
- Le délai d'exécution.
- L'environnement.

On distingue trois méthodes de creusement :

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

*II.4.1 Méthode de creusement à pleine section :*

Cette méthode prévoit l'excavation complète de la section du tunnel en une seule fois. Elle est appliquée pour les terrains de bonne ou assez bonne tenue ne nécessitant pas un soutènement provisoire «cas des roches» ; mais si le rocher présente des fissures tolérantes (fissures dues à la suite d'utilisation d'explosif ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée. Cette méthode facilite l'organisation du chantier ; Elle est la plus rapide dans les tunnels de plus de 40 ou 50 m<sup>2</sup> de section, elle nécessite de gros engins, dont l'amortissement impose en général des chantiers d'une certaine longueur (plusieurs kilomètres). La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

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

*II.4.2 Méthode de la demi-section :*

Cette méthode consiste à creuser la demi section supérieure du tunnel ( **CALLOTE** ) qui peut atteindre 5 à 6 mètre de hauteur, on la met en sécurité avec la mise en place de cintres et bétonnage puis on creuse la deuxième moitié inférieure (**STROSS**). Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (plus de 40 à 50 m<sup>2</sup>) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vu de la dimension réduite de front de taille.

*II.4.3 Méthode de la section divisée :*

Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode. Avec un creusement en sections divisées, chaque phase des travaux



comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Par cette méthode, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée.

Elle s'applique soit :

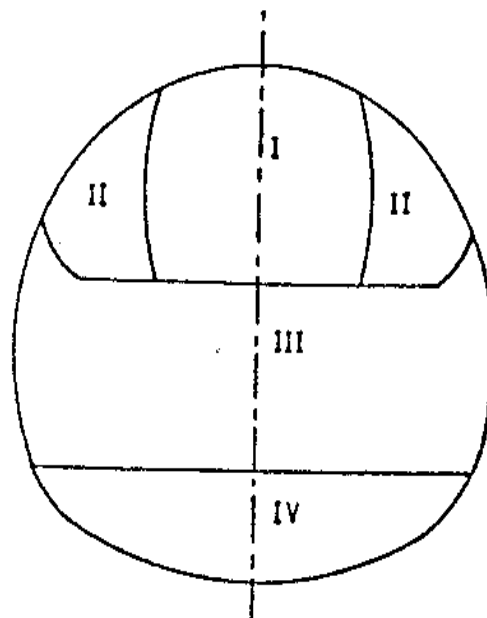
- Aux grandes excavations souterraines dont les dimensions dépassent la vingtaine de mètres, par exemple ; centrales hydrauliques souterraines, des laboratoires de recherche nucléaire et des ouvrages de génie civil souterrains.
- Aux tunnels dans des mauvais terrains, lorsque les autres méthodes de creusement présentent des risques d'exécution ou conduisent à des tassements différentiels par exemple en zone urbaine sous faible profondeur.

La division de la section est fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire, qui peut rester stable pour elle-même avant la mise en place du soutènement.

On distingue deux modes de creusement en sections devisées :

- Le mode de creusement possible consiste à creuser, dans une première phase, une galerie faite en clé de voûte, puis élargir latéralement pour achever la demi-section supérieur de l'excavation finale. Le terrassement de la demi-section inférieure peut ensuite être réalisé par tranches horizontales à l'abri du soutènement de la voûte. (voir figure II.3).
- Un autre mode consiste à commencer par deux galeries de base, au niveau des piédroits, pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieur de l'ensemble de la section.

**NB :** Pour notre projet on utilise la méthode de creusement en section divisée.



**Figure II.3** Méthode de la section devisée

# Chapitre III

## SOUTÈNEMENT

### III.1 Introduction :

Pour assurer la sécurité du chantier contre les éboulements lors des travaux souterrains, on a généralement recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de palier aux problèmes causés par la décompression du terrain. Ceci permet d'assurer la stabilité des parois, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis ensuite à l'intérieur.

### III.2 Classification des modes de soutènement :

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

#### **1. Les soutènements agissant par confinement :**

Le soutènement développe le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, c'est le terrain qui joue le rôle essentiel. On a généralement :

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

#### **2. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armatures :**

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

- Boulons à ancrage ponctuel.
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).

#### **3. Les soutènements agissant par supportage :**

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain est de mauvaise tenue, nous citerons :

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

#### **4. Les soutènements agissant par consolidation :**

Dans ce cas il s'agit de modifier les caractéristiques géotechniques du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même.

Ils rentrent dans le cadre des traitements des terrains, ce sont essentiellement :

- l'injection.
- La congélation.
- Le drainage.
- L'air comprimé.

### III.3 Les différents types de soutènements :

Les soutènements sont classés en deux (02) catégories principales suivantes :

- Les boulons, qui arment le terrain, sont associés ou non au béton projeté et apportent aux parois de l'excavation une pression radiale rendant, en quelque sorte, le terrain apte à se soutenir lui-même.
- Le soutènement par anneaux qui sont placés à l'intérieur de l'excavation pour constituer le soutien des parois et qui travaille comme une peau de protection ou une coque (cintres, voussoirs).

Le béton projeté est souvent associé à d'autres éléments de soutènement. Il n'entre pas non plus, dans l'une ou l'autre des catégories précédentes. Il doit être traité séparément.

Les différents types de soutènement sont :

#### III.3.1 Les boulons d'ancrages :

On peut distinguer deux grands types de boulons : les boulons passifs et actifs.

#### Les boulons passifs :

On a deux familles principales :

- **Les boulons à ancrage ponctuel mécanique** : Ils nécessitent un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage (roches dures).
- **Les boulons à ancrage réparti** : Comme leur nom l'indique, ils sont scellés au terrain sur toute la longueur.

On distingue deux sous familles technologiques :

- 1- Les boulons scellés : soit à la résine synthétique, soit au mortier.
- 2- Les boulons à friction : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact de la paroi de forage.
- 3- Les boulons actifs : sont précontraints.

Ils sont utilisés dans des massifs rocheux fissurés et de résistance moyenne à assez faible.

#### III.3.2 Le béton projeté :

Le béton projeté est un béton mis en œuvre par refoulement dans une conduite et projeté sur une paroi par jet d'air comprimé ; c'est un mélange de sable, de ciment CPA 350 et une partie de gravillons inférieure à 20 mm . En plus de cette composition, des adjuvants peuvent être utilisés pour faciliter la prise.

La mise en œuvre du béton projeté intervient essentiellement dans deux (02) cas bien distincts :

- Comme moyen de soutènement seul ou associé à d'autres moyens, il est mis en œuvre immédiatement après l'excavation du front de taille. Il constitue une peau de confinement souple et continue.
- Comme revêtement, lorsque la mise en œuvre du béton projeté aura lieu dans une phase ultérieure à l'excavation du front de taille.

La projection du béton s'effectue soit par voie sèche ou par voie mouillée.

Les propriétés du béton projeté sont:

- Pénètre en force dans les fissures.
- Protège la roche de l'altération par l'air et l'humidité.
- Assure une bonne adhérence à la roche et une bonne résistance au cisaillement.
- Mise en œuvre rapide.
- Assure une économie de main d'œuvre et de matériaux.
- La liaison roche - béton diminue la détente, la décompression, la flexion et les contraintes de traction.
- Le béton projeté reprend les moments fléchissants.

### III.3.3 Blindages métalliques :

Les différents types de blindage métallique sont :

#### ✓ Les Cintres :

Ce sont des fers profilés en **I** ou **H**, cintrés à la demande selon la courbure de la voûte. Le cintre peut être en plusieurs tronçons, éclissés entre eux pour des raisons de maniabilité.

Il existe différents cintres, qui se résument dans le tableau suivant:

Cintres	Diamètres (mètres)
HEB120	2.5 à 5
HEB140	4 à 8
HEB180	7 à 10
HEB220	9 à 12

#### ✓ Marchavants métalliques :

Ce sont des tôles ayant un moment résistant grâce à une ondulation disposée dans l'axe de la galerie et reposant sur les cintres.

#### ✓ Pièces métalliques de chaînage :

Elles maintiennent l'écartement des cintres.

#### ✓ Eléments préfabriqués lourds :

Un revêtement préfabriqué se compose, en général, d'une série d'anneaux juxtaposés qui sont droits pour un tracé rectiligne et biais pour un tracé en courbe. Chaque anneau se compose d'un nombre égal de pièces élémentaires appelées voussoirs (voir fig III.4).

En plus de ces éléments, il existe des voussoirs clés, conçus pour constituer le clavage final de chaque anneau. Il peut s'agir soit d'une clé longitudinale ou d'une clé radiale.

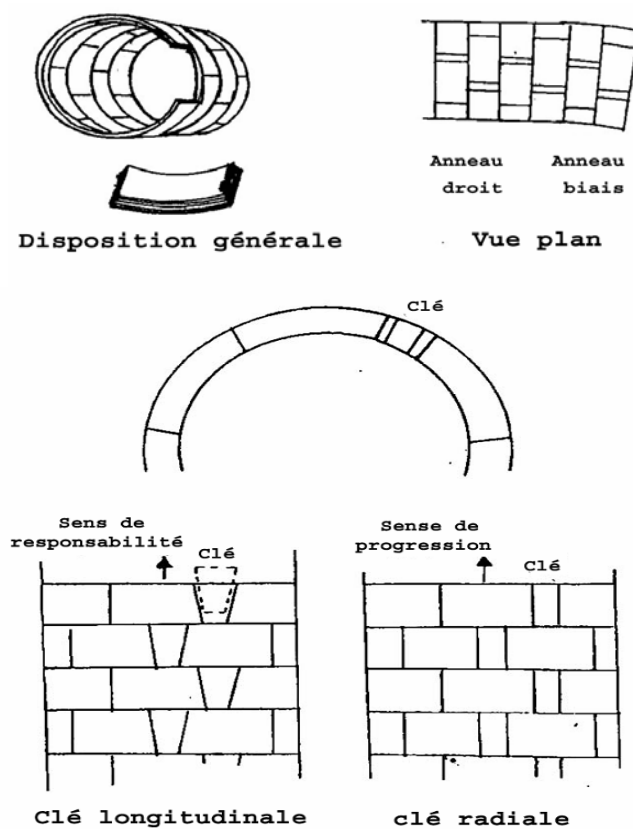
Ainsi, on distinguera selon l'évolution technologique :

- Les clavaux en béton.
- Les voussoirs boulonnés en béton armé.
- Les anneaux mis en place par expansion.
- Les voussoirs articulés.

### III.4 Critères à prendre en compte :

Les critères à prendre en compte pour la conception d'un tunnel sont classés en deux grandes catégories :

- Suivant qu'ils concernent le terrain encaissant :
  - les discontinuités.
  - l'altérabilité.
  - les conditions hydrogéologiques.
  - les contraintes naturelles.
- Ou qu'il concerne l'ouvrage lui même :
  - relatif à son mode d'exécution :
  - les dimensionnements et la forme de cavité
  - le procédé d'abattage, soit à l'explosif ou purement mécanique.
  - relatif à l'environnement de l'ouvrage.



**Figure III.1** Eléments préfabriqués lourds

### III.5 La Nouvelle Méthode Autrichienne (N.A.T.M.) :

Faire un tunnel, c'est décharger le milieu rocheux. C'est-à-dire, créer une décompression. Le comportement de ce dernier est toujours très difficile à prévoir avec précision, pour le court terme, comme pour le long terme.

La **N.A.T.M.** date de la fin des années trente. Elle s'est avérée efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par :

- La mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté.
- Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé.
- l'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement.
- Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée.
- Une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain, apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages.
- Eventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.
- L'ensemble permet donc, au terrain de participer au soutènement en raison de la formation d'une voûte monolithique (revêtement + terrain). Le terrain devient ainsi auto porteur.

#### III.5.1 Les Avantages de la N.A.T.M. :

- Mise en œuvre rapide du soutènement.
- Revêtement souple et continu.
- Contrôle du comportement du terrain au cours de l'exécution
- Apport d'un confinement stabilisateur.

#### III.5.2 Limites de la N.A.T.M. :

Cette méthode trouve ses limites techniques dans quatre cas principaux lorsque :

- Les venues d'eau excessives empêchent la mise en œuvre du béton projeté, soit en raison de gêne à la projection ou en raison des sous - pressions qui peuvent se développer derrière la couche de béton frais.
- Le terrain est trop peu cohérent.
- L'efficacité du boulonnage est insuffisante, la hauteur de couverture entraîne des pressions élevées et même le renforcement par des cintres légers ne pourra suffire.

#### Remarques :

- Dans le cas d'excavation à l'explosif, on doit recourir à la technique de pré - découpage pour préserver la résistance initiale du terrain.
- Le mode de travail des cintres légers vise à reprendre les efforts transmis par la coque de béton, à les répartir tout au long de l'arc et à les renvoyer éventuellement

en profondeur par l'intermédiaire des boulons, auxquels ces cintres sont suspendus. Cela augmente aussi la rigidité du revêtement et diminue la convergence.

### III.6 Réalisation du soutènement provisoire :

Les différentes phases de réalisation du soutènement provisoire sont :

#### Phase 1 :

Excavation de deux galeries latérales à la base du tunnel ayant les dimensions.

- Leur soutènement se fera à l'aide de profilés métalliques type HEB300 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 découps 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.

### III.7 Système statique du soutènement provisoire :

Le soutènement provisoire sera un soutènement agissant comme support, la reprise de charge aux naissances de la calotte peut être réalisée grâce à l'utilisation de cintres avec « **Jambes de forces** ». La reprise en sous-œuvre des cintres de voûte ne sera pas nécessaire dans les roches dures, elle pourrait par contre, s'avérer être indispensable dans les roches tendres et dans les zones broyées si le comportement du massif venait à ne pas correspondre aux hypothèses prises en compte dans le choix de la méthode et dans les calculs en pareille circonstance, la fermeture du cintre en radier serait nécessaire.



### III.7.1 Prédimensionnement :

Les charges appliquées sur la voûte dépendent du :

- Facteur dû au terrain (paramètres géotechniques).
- Facteur lié à la hauteur de la nappe phréatique.
- Facteur lié à la géométrie du tunnel.
- Facteur lié à la construction au dessus du tunnel.
- Injection de blocage (durée, pression etc....).
- Facteur lié au temps.

Tous ces facteurs varient le long de la ligne considérée, malgré cela il est nécessaire de construire un revêtement qui conserve la même géométrie pour des raisons de commodité de chantier ceci, afin de réduire le plus possible le prix de revient au mètre linéaire et réaliser le meilleur compromis : sécurité, prix de revient.

### III.7.2 Vérification des cintres de soutènement :

Après abattage de la demi-section supérieure pose des cintres avec treillis soudés et béton projeté. Le béton projeté joue un rôle très important dans le soutènement provisoire et pour cette raison on doit contrôler systématiquement:

- ✓ L'épaisseur de la voûte.
- ✓ La résistance du béton de la voûte.
- ✓ L'adhérence précise de la voûte du béton aux ailes côté intrados des cintres.

### III.7.3 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté :

La voûte en béton projeté remplira l'espace entre les cintres pour le calcul. On admet une épaisseur,  $d_1$  suivant le procédé en négligeant l'accroissement de l'épaisseur.

- ✓ **Rigidités du cintre métallique :**

#### a) à la compression

On doit vérifier que :

$$E_s A_{s'} = \frac{E_s A_s}{a}$$

$E_s A_s$  : Rigidités des cintres à la compression avant mise en place.

$E_s A_{s'}$  : Rigidités des cintres à la compression après mise en place.

$a$  : dimension entre deux axes de cintre.

$E_s$  : module d'élasticité de l'acier.

$A_s$  : Section de profilé en acier (HEB300)

#### b) à la flexion

On doit vérifier que :

$$E_s I_{s'} = \frac{E_s I_s}{a}$$

$E_s I_s$  : Rigidités des cintres à la flexion avant mise en place.

$E_s I_{s'}$  : Rigidités des cintres à la flexion après mise en place.

$I_s$  : moment d'inertie de profilé

✓ **Rigidités de la voûte en béton projeté :**

**a) à la compression**

On doit vérifier que :

$$E_b A_{b'} = \frac{E_b A_b}{a} = \theta_N E_s A_s$$

$E_b A_b$  : Rigidités du béton projeté avant mise en place.

$E_b A_{b'}$  : Rigidités du béton projeté après mise en place.

$E_b$  : module d'élasticité de béton projeté.

$A_b$  : Section de béton projeté.

$\theta_N$  : Coefficient d'équivalence de l'effort normal.

$A_s$  : Section de profilé en acier (HEB300)

**b) à la flexion**

On doit vérifier que :

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

$I_b$  : moment d'inertie de la section en béton projeté.

$\theta_M$  Coefficient d'équivalence du moment de flexion

#### III.7.4 Système de charges :

Parmi les hypothèses suivantes on proposa le système de charge de notre tunnel :

**a) Hypothèse 1 :**

Prise en considération de la réaction élastique du sol. Le soutènement provisoire (ainsi que le revêtement) se déforme sous l'action des charges extérieures. Dans les zones où les déformations du soutènement sont orientées vers l'extérieur du tunnel, apparaît la réaction élastique du sol.

**b) Hypothèse 2 :**

Le système de charge considéré est la charge verticale et horizontale et la réaction élastique du sol correspondant.

**c) Hypothèse 3 :**

On adopte les charges verticales comme uniformes et symétriques et on néglige les charges verticales asymétriques.

Les valeurs de charges verticales symétriques ont été établies en admettant la création de la voûte naturelle qui décharge le soutènement provisoire du tunnel.

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

$B$  : La largeur de décharge.

$b$  : largeur d'excavation.

$m$  : hauteur d'excavation

## III.7.5 Détermination des efforts :

La voûte supérieure est calculée comme un arc porteur encastré à ses extrémités. Les charges agissant sur l'arc, provenant du poids propre et de la pression souterraine sont considérés comme uniformément réparties.

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l}$$

$P_v$  : la pression verticale.

$Q$  : Poids total de l'arc.

$Q_0$  : Partie uniformément répartie de la pression géologique.

$\Delta G$  : Partie de la charge d'intensité variable.

On peut admettre en première approximation que la pression verticale se répartie uniformément sur la portée de l'arc mesurée dans l'axe. La charge horizontale sera calculée à partir de la poussée verticale en se basant sur la relation de **Rankine**.

$$e_0 = \left( \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{\operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$e_1 = (H + f) \gamma_h K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

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

$e_0$  : La charge horizontale en clé de voûte

$e_1$  : La charge horizontale en pied de longrine

$H$  : La hauteur de couverture.

$C$  : cohésion.

$h$  : La hauteur de la couche.

$K_a$  : coefficient de poussée active

$f$  : Dimension (voir fig. 1)

$q$  : La charge d'exploitation.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

$\gamma_h$  : Poids volumique humide.

Comme approximation supplémentaire, on admet qu'au lieu d'une répartition trapézoïdale, la pression se répartie uniformément :

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2}$$

Valeur rapportée à l'extrados de la voûte donne :

$$P_h = e \frac{f_k}{f}$$

$P_h$  : la pression horizontale.

Les réactions au niveau de la naissance seront calculées en fonction du rapport «  $f/l$  » en utilisant le tableau suivant :

	<b>Moments à la naissance</b>	<b>Poussée à la naissance</b>
--	-------------------------------	-------------------------------

Rapport f/l	$\alpha_m$	$\beta_m$	$\alpha_h$	$\beta_h$
0,10	0,00120	-0,00120	1,2750	-1,2750
0,20	0,00452	-0,00452	0,6335	-0,6335
0,30	0,01010	-0,01010	0,4415	-0,4415
0,40	0,01748	-0,01748	0,3385	-0,3385
0,50	0,02668	-0,02668	0,2801	-0,2801

Les réactions d'appuis seront :

### III.7.5.1 Pour la charge verticale :

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

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

Et la réaction verticale :

$$V_v = P_v \frac{l}{2}$$

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

### III.7.5.2 Pour la charge horizontale :

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

$$H_h = \beta_h p_h l$$

$$V_h = 0$$

### III.7.5.3 Les sollicitations cumulées seront :

$$M_f = M_v + M_h$$

$$H_f = H_v + H_h$$

$$V_f = V_v + V_h$$

Les contraintes de la voûte ne sont contrôlées qu'à la clé et aux naissances, l'influence favorable de la charge horizontale étant négligée ; ce qui augmente la sécurité.

La section d'un élément arc de largeur unitaire.

A : Section /unité

W : module de résistance.

On vérifie :

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

Après vérification des contraintes, on adoptera ce profilé pour toute la suite des calculs.

### Portance maximale du soutènement $\bar{P}$ :

On admet la charge verticale admissible de la voûte :

$$\bar{P} = P_v \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$$

Pour une telle charge verticale les pressions maximales sur l'assise se formeront dans le système de sollicitation correspondant aux poussées horizontales.

On aura :

$$\bar{P} = P_v \frac{\sigma_e}{\sigma_s} : \text{Pour l'acier du profilé.}$$

$$\bar{P} = P_v \frac{f_{bu}}{\sigma_{bc}} : \text{Pour le béton projeté.}$$

Avec :

$$\sigma_e = 2400 \text{MPa (Acier)}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28} \text{ (Béton BAEL 83)}$$

### III.8 Vérification au cisaillement du cintre :

On doit avoir :

$$\tau < \gamma_f \frac{T \times a \times S}{I \times \delta} < \frac{\sigma_e}{1.54}$$

a : distance entre axe des cintres de soutènement.

I : Moment d'inertie par rapport à l'axe x-x.

S : Moment statique de la demi-section par rapport à x-x.

$\delta$  : Épaisseur de lame du profilé.

T : Effort tranchant calculé.

$\gamma_f$  : Coefficient de pondération=4/3 (CM 66).

On doit vérifier

$$\bar{P} = P_v \frac{\sigma_e}{\tau}$$

#### III.8.1 Vérification assemblage des éléments du cintre :

On calcule :

$$T' = n \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{\sigma_e}{1.54}$$

Avec :

n : nombre de boulons.

d : diamètre du boulon

On doit vérifier :

$$\bar{P} > P_v \frac{T'}{\gamma_f \times T \times a}$$

#### Soudure d'angle :

On vérifie :

$$\tau_s = \frac{\gamma_f \times T \times a}{\alpha_s A_{ss}} < \frac{\sigma_e}{1.54}$$

## III.9 Vérification de la stabilité des parois :

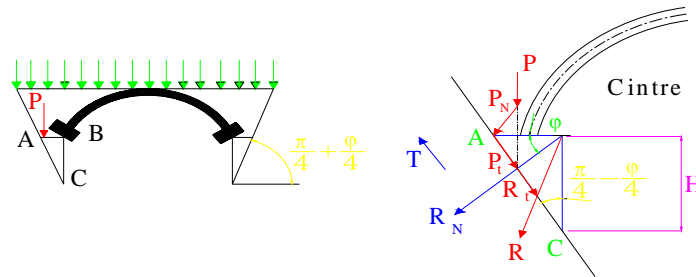


Figure III.2 Vérification de stabilité des parois

L'équilibre du prisme ABC est assuré si :

$$\vec{T} \geq \vec{P} + \vec{R}$$

Soit :

$P_N$  : Composante de l'effort P perpendiculaire au plan glissement

$P_t$  : Composante de l'effort R dans le plan de glissement

$R_N$  : Composante de l'effort R perpendiculaire plan glissement

$R_t$  : Composante de l'effort R dans le plan de glissement

C : cohésion

On vérifie que :  $T \geq 1.5 \cdot P_t + R_t$

Avec 1.5 coefficient de sécurité

$$\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{P_t}{P} \quad \Rightarrow \quad P_t = P \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{P_N}{P} \quad \Rightarrow \quad P_N = P \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\text{avec : } P = \sigma_v \cdot H \cdot \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

On doit vérifier l'inégalité précédente :

$$T \geq 1,5 \cdot P_t + R_t$$

Si cette relation est vérifiée, l'équilibre général du piedroit est assuré.

Epanouissement de la réaction R du cintre. (Calcul de la pression de confinement P)

$$\text{O doit avoir: } \vec{R}_s \geq \vec{P} + \vec{R}$$

Avec :

R : Rsistance du terrain au glissement

P : Pids du prisme

$R_s$  : Réaction totale du soutènement

L'équilibre sur le plan (0) en négligeant la cohésion pour plus de sécurité.

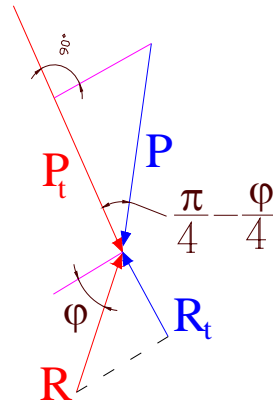


Figure III.3 L'équilibre du prisme ABC

$$R \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = R_s \cos \frac{2}{3}\varphi \Rightarrow R_s = \frac{R \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos \frac{2}{3}\varphi} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

L'équilibre sur le plan (B'C):

$$P_t = R_t \rightarrow P \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = R \sin \varphi$$

$$R = \frac{P \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\sin \varphi} \rightarrow R_s = \frac{P \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\sin \varphi \cos \frac{2}{3}\varphi} \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma H \left[ \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \right] + \sigma_v$$

Avec:

$$R_s = \left[ \frac{1}{2} \gamma H \left[ \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \right] + \sigma_v \right]$$

Tel que:

$$\sigma_v = \left[ \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}{\sin \varphi \cos \frac{2}{3}\varphi} \right]$$

$$P_s = \frac{R_s}{H}$$

### III.10 Vérification du soutènement provisoire par les sollicitations obtenues avec le SAP 2000 :

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 des éléments finis :

- La bi ou tridimensionnalité du problème.
- L'état d'équilibre naturel du milieu (ou état de contrainte initiale).
- 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 projecteur 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. **LE SAP2000** représente la version la plus sophistiquée et la plus facile à utiliser de la série **SAP** (Logiciel 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.

### III.10.1 Principe général de la modélisation :

La méthode de calcul de structure aux éléments finis utilisée est un modèle tridimensionnel de 1 mètre 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 nœuds rigides. Le béton projeté et le profilé **HEB 300** seront modélisés en section équivalente. Dans les nœuds 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.

### III.10.2 Les conditions aux limites :

#### **Demi-section supérieur :**

#### **En clé de voûte :**

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

#### ✓ **En pied de cintre (galerie de reconnaissance) :**

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

**N.B.** Le chargement appliqué sur la structure sera calculé dans le chapitre VIII.



### III.11 Différentes fonctions du revêtement :

On peut définir le revêtement d'un tunnel comme la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel.

Cette position dans l'ouvrage conduit à faire jouer au revêtement plusieurs fonctions possibles

#### **Fonction mécanique :**

C'est la fonction la plus traditionnelle du revêtement, conçu pour garantir la stabilité à long terme de l'ouvrage.

#### **Fonction d'étanchéité :**

Le revêtement joue un rôle important dans l'étanchement de l'ouvrage :

- Soit qu'il l'assure à lui seul (voussoirs préfabriqués avec joints par exemple),
- Soit qu'il assure l'étanchéité de surface (béton coffré dont seuls les joints de reprise sont traités en joints d'étanchéité),
- Soit qu'il joue le rôle de support pour une étanchéité d'intrados ou de soutien et de protection pour une étanchéité d'extrados.

#### **Fonction liée à l'exploitation :**

a) L'intrados d'un tunnel reste la seule partie visible pour l'utilisateur et son aspect, voire sa forme doit être pris en compte dans sa conception. En fonction du type de tunnel, de sa longueur, de la nature et de l'importance du trafic, il convient de choisir un niveau de confort de conduite auquel contribuent la qualité des parements et leur éclairage

b) Lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique, un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge.

### III.12 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.

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.

### III.13 Constat des règles de l'art :

Les revêtements de tunnel sont réalisés soit en béton coffré non armé ou bien en béton coffré armé. Les tunnels anciens comportent un revêtement en maçonnerie ou briques appareillées. Ces différentes structures ont montré qu'elles se comportaient de façon satisfaisante, et assuraient une bonne stabilité de l'ouvrage au cours du temps par le fait qu'elles travaillent en voûte et de manière interactive avec le terrain. Ce mode de

fonctionnement s'articule autour de plusieurs facteurs :

- 1- Un contact terrain / revêtement quasi continu : La continuité du contact entraîne une uniformisation de la distribution des charges s'appliquant sur le revêtement, et une hyperstaticité de la structure : tout déplacement vers le terrain générant une réaction de celui-ci au contact, et par suite un repositionnement du centre de pression à l'intérieur de la section du revêtement.
- 2- Une flexibilité relative terrain/revêtement suffisamment élevée pour que l'interaction entre ces deux éléments entraîne bien la redistribution des charges évoquée en 1.
- 3- Une géométrie du revêtement qui ne concentre pas les efforts. Il convient de se rapprocher le plus possible de la forme circulaire ; le revêtement pourra être plein cintre ou composé d'une succession d'arcs de cercle avec une courbure continue aux raccordements, et une variation progressive de l'épaisseur.

En particulier, les points anguleux doivent être évités.

- 4- Une fermeture de la section par un radier contre voûté dans le cas des roches évolutives et poussantes, et dans les terrains meubles.

La mise en place d'un radier augmente considérablement l'aptitude du revêtement à résister à des poussées du terrain (ou de l'eau) ; en lui donnant une forme contre voûtée, sa capacité à résister est encore accrue et les raccordements radier piédroits ont une courbure beaucoup plus régulière.

### III.14 Actions à prendre en compte et calcul des sollicitations :

Les méthodes de vérification des revêtements reposent sur la comparaison des sollicitations appliquées et des sollicitations admissibles, les sollicitations appliquées pouvant être déterminées selon différentes procédures de calcul et à partir d'hypothèses de combinaisons d'actions.

#### III.14.1 Charges à reprendre :

Parmi les charges que le revêtement aura à supporter nous distinguerons principalement

- Le poids propre du revêtement.
- Les contraintes normales et tangentielles au contact avec le terrain résultant d'une interaction entre le revêtement et le terrain (contact parfait ou non, glissement, décollement ect ...).
- L'effet de pression hydrostatique de l'eau souterraine à l'extrados.
- Les sollicitations thermiques et de retrait.
- Les charges d'exploitation souvent variables.
- En voûte par suite de la présence d'équipements suspendus.
- En radier, les charges mobiles.

La détermination des efforts exercés au contact entre le terrain et le revêtement (ou le soutènement et le revêtement) est un problème très complexe, abordé de différentes manières

par les méthodes de calcul usuelles. L'interaction entre le terrain et le revêtement se traduit différemment le long du périmètre d'une section. En effet, dans certaines zones, le terrain exerce des poussées radiales voire tangentielles sur le revêtement ; dans d'autres zones, c'est l'inverse, en fonction de la déformation relative terrain/revêtement et de l'état de plasticité du terrain.

Le modèle de comportement du terrain doit tenir compte, le cas échéant, de l'hétérogénéité, de l'anisotropie et du comportement différé qui peut traduire différents phénomènes :

- Fluage,
- Radoucissement,
- Endommagement,
- Gonflement.

#### **Les charges dues à l'eau :**

En fonction de la perméabilité relative du terrain et du revêtement, avec son système éventuel de drainage, deux sortes d'actions exercées par l'eau peuvent être envisagées :

- avec un revêtement moins perméable que le terrain, ou dans le cas où un complexe d'étanchéité a été mis en place, la hauteur d'eau au-dessus du tunnel agira sur le revêtement sous forme d'une pression hydrostatique.
- avec un revêtement plus perméable que le sol, les pressions de l'eau seront transmises au revêtement sous la forme de poussées du terrain.

#### **Les charges de surface :** (Fondations, charges routières...)

Ces charges sont susceptibles de se diffuser en profondeur, jusqu'au tunnel éventuellement.

#### **Les effets thermiques :**

Les effets thermiques sont variables au cours du temps et peuvent provoquer des contraintes notables dans les structures bloquées au massif encaissant.

#### **Les effets liés au retrait ou au fluage :**

Le retrait est principalement de nature thermique à court terme, puis lié au séchage du béton à plus long terme. Le fluage du revêtement peut se produire en cas de fortes poussées du terrain. L'importance relative de chacun de ces types de chargement dépend énormément de la nature du terrain encaissant ; dans le cas où le terrain présente des caractéristiques géotechniques médiocres, les charges dues au terrain pourront être largement prépondérantes tandis que, pour les ouvrages creusés dans un massif rocheux sain, le poids propre du revêtement et les effets thermiques et de retrait constituent l'essentiel des efforts à considérer pour expliquer le comportement de l'ouvrage, et en particulier le développement et l'évolution de la fissuration.

### III.15 Vérification du revêtement :

La vérification du revêtement consiste à comparer les sollicitations calculées aux sollicitations admissibles. Il s'agit d'une vérification à l'état limite ultime. Les revêtements étant de manière générale réalisés en béton non armé, le processus de vérification exposé ci-après s'applique à ce type de revêtements.

### III.15.1 Démarche de vérification :

D'une manière générale, la démarche de vérification s'articule autour de plusieurs étapes :

- Le calcul des sollicitations exercées (les efforts interne) : moment  $M$ , effort normal  $N$  et effort tranchant  $V$  dans chaque section de béton.
- L'estimation des sollicitations admissibles à partir des caractéristiques du béton et de l'excentricité «  $e$  »

Les sollicitations admissibles dans une section de béton non armé sont calculées en supposant que la section peut se fissurer en partie, mais reste comprimée sur au moins la moitié de son épaisseur.

Cette méthode, inspirée des voûtes en maçonnerie, s'appuie sur le constat d'une fissuration thermique ou de retrait d'espacement aléatoire. Lorsque les sollicitations de calcul sont supérieures aux sollicitations admissibles, ou encore si plus de la moitié de la section du béton se révèle en extension, le dimensionnement du revêtement doit être revu et selon les cas, il est envisageable :

- d'augmenter l'épaisseur,
- de revoir la forme du revêtement,
- de ferrailer les zones à problème.

Il est des cas où le revêtement peut avoir une fonction d'étanchéité à remplir et pour lesquels, par conséquent, la fissuration doit être pleinement maîtrisée.

### III.16 Conclusion :

Le processus réel de creusement est très varié suivant la nature géotechnique des terrains traversés, la géométrie et l'emplacement de l'ouvrage (profondeur, site...). Sur le plan mécanique, la **N.A.T.M.** est très satisfaisante, car elle tire au maximum le profit de la résistance initiale du terrain ; de plus, c'est une méthode économique, car elle réduit la section excavée pour une section utile donnée. Le prix de revient du soutènement est moins élevé (le coût des éléments est plus réduit et leur mise en place est plus rapide).

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

Vu les conditions technico-économiques dans le cas du Metro d'ALGER, et en prenant en considération les avantages et les inconvénients de la N.A.T.M et les autres méthodes classiques cités ci dessus, l'extraction se réalise par la Nouvelle Méthode Autrichienne de Construction de Tunnel.

La conception du soutènement a le plus souvent une influence directe sur l'importance et la répartition des efforts que devra supporter le revêtement définitif. Lorsqu'on ne met pas en œuvre de revêtement, la pérennité de l'action du soutènement doit être assurée : protection contre la corrosion ou contre un vieillissement prématuré, vérification de la non-évolution des caractéristiques du terrain à long terme. Les méthodes courantes d'exécution conduisent à l'utilisation d'un soutènement métallique (boulons, cintres métalliques, voussoirs en fonte) ou en béton (béton projeté, pré voûte bétonnée avec ou sans incorporation de cintres, voussoirs en béton armé) et à son maintien en place lors du bétonnage du revêtement définitif éventuel.

# Chapitre IV

---

## METHODES DE DIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

### IV.1 Introduction :

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains, à partir des classifications des massifs rocheux. Ces méthodes sont, en effet, rapides d'emplois, donc économiques. Ils existent de nombreuses méthodes de classification, se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et de la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font les différences d'une méthode à l'autre.

### IV.2 Les différentes méthodes de dimensionnement :

On peut classer les méthodes de dimensionnement du soutènement en trois grandes catégories (voir figure IV.1) :

#### 1- Méthodes métrologiques : On peut citer trois méthodes :

- Pression sur le soutènement.
- Contrainte dans le soutènement.
- Mouvement du massif.

#### 2- Méthodes empiriques : Les plus utilisés sont celles de :

- Dejean Raffoux.
- M. Protodiakonov.
- A.F.T.E.S .
- Barton et Al.
- Z.Bieniaswski.
- D.Deer.
- Lauffer.
- Terzaghi.

#### 3- Méthodes analytiques et numériques :

- Réactions hyperstatiques.
- Intégrales frontières.
- Éléments finis.
- Différence finis.
- Blocs rigides.
- Éléments distincts.
- Convergence-confinement.

Dans ce chapitre on se limitera à exposer la méthode de convergence-confinement.

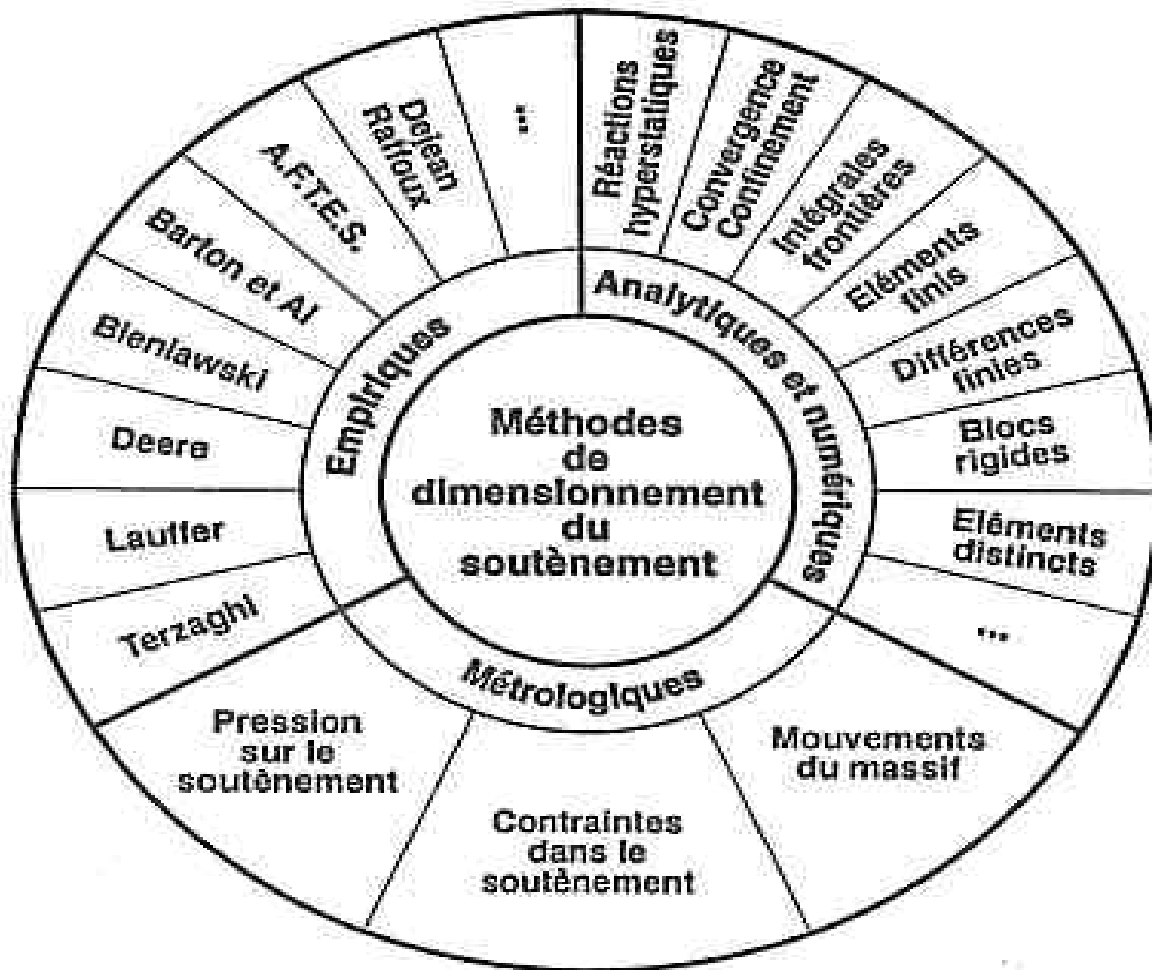


Figure IV.1 Différentes méthodes de dimensionnement du soutènement

### IV.3 Présentation de la méthode de convergence - confinement :

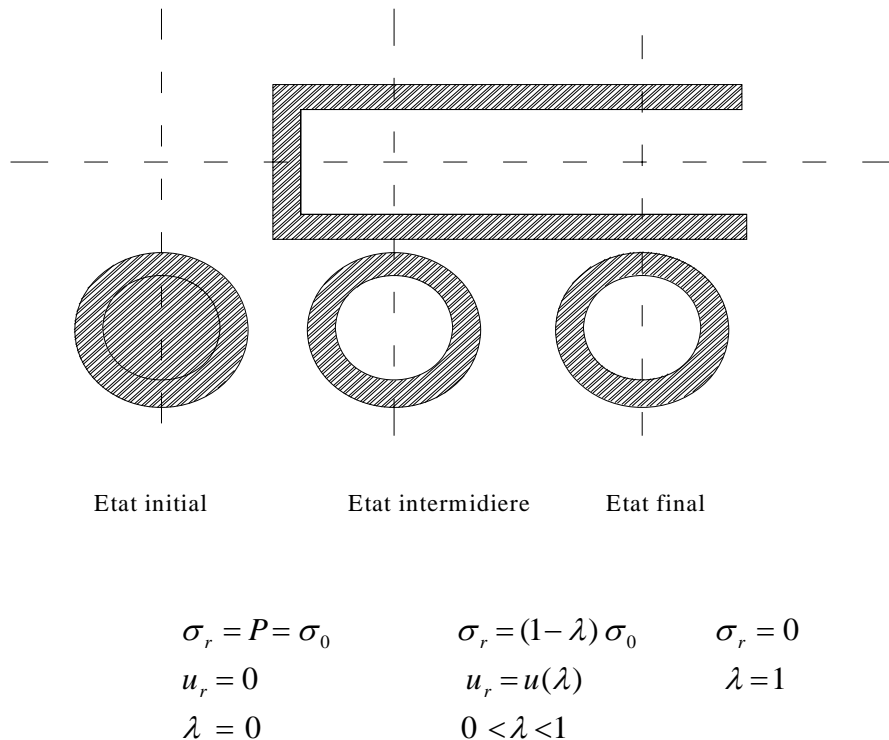
La méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974) s'appuie sur la mécanique des milieux continus et fait donc nécessairement appel pour le massif à une loi de comportement d'un milieu continu isotrope ou anisotrope. Toute modélisation implique à la fois une simplification des lois de comportement et une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif et, par conséquent, le recours à un milieu équivalent qui, à l'échelle de l'ouvrage, permet une représentation convenable du comportement du massif. Le choix des caractéristiques de ce milieu équivalent constitue l'étape la plus délicate de la modélisation ; le plus souvent, elle ne consiste pas à simplement transcrire les résultats d'essais de laboratoire ou d'essais in situ mais véritablement à construire un modèle de comportement à partir de toutes les données de la reconnaissance géologique et géotechnique.

La méthode de convergence-confinement s'appuie sur la constatation que le champ de déformation obtenu à partir d'un calcul axisymétrique, dans une section perpendiculaire à l'axe de tunnel, est analogue à celui donné par un calcul plan, dans lequel la paroi du tunnel est soutenue par une pression fictive :

$$p = (1 - \lambda) \sigma_0$$

$\sigma_0$  représentant la valeur de la contrainte naturelle en place, supposée uniforme et isotrope et  $\lambda$  un coefficient compris entre 0 et 1 (voir figure IV.2). Ce résultat est valable à condition de se placer à

une distance suffisante (de l'ordre de  $R/2$ ) du front de taille du tunnel. Le coefficient  $\lambda$ , qui caractérise le degré de décompression derrière le front de taille du tunnel, porte le nom de **taux de déconfinement**.



**Figure VI.2** Méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974)

Partant de cette constatation Panet et Guellec (1974) ont suggéré de prendre en compte, en géométrie plane, l'effet stabilisant lié à la proximité du front de taille, en appliquant la pression  $p$  sur la périphérie de tunnel. La progression du front de taille est alors simulée en faisant croître  $\lambda$  progressivement de la valeur 0, correspondant à l'état de contrainte initial, à la valeur 1, correspondant à l'état de déformation stabilisé derrière le front de taille. Dans le cas d'un comportement linéaire-élastique du terrain, cette valeur est atteinte à une distance de l'ordre de deux diamètres du front de taille. Le comportement de l'ensemble terrain-soutènement est alors analysé dans un diagramme  $(p, u)$ .

Considérons une section plane du terrain soumise à une contrainte naturelle correspondant à un initial isotrope  $\sigma_0$ . La cavité est pré excavée et supposée remplie de liquide à une pression  $P$  correspondant à l'état initial  $\sigma_0$ . Le déplacement  $u$  de la paroi de la cavité est nul (point A de la figure IV.3). 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

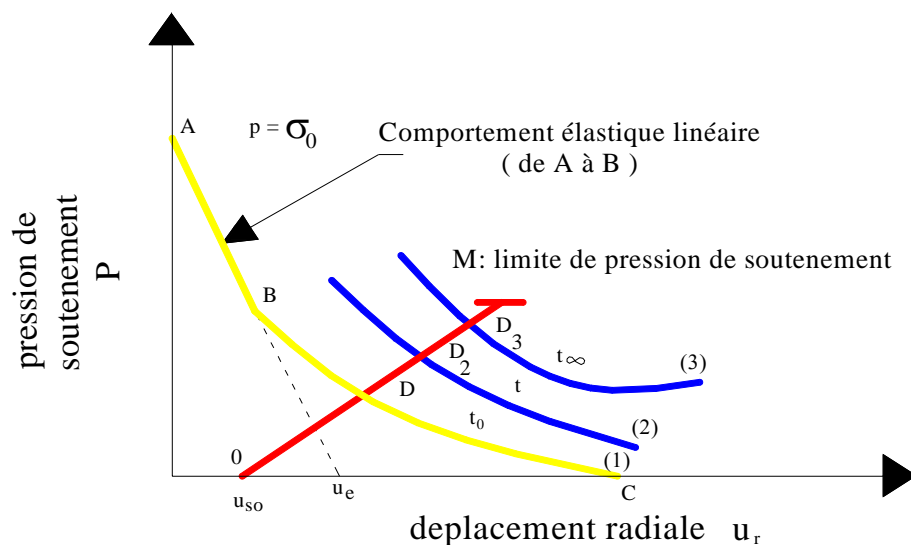


l'axe des abscisses, la cavité n'est pas stable par elle-même et nécessite impérativement un soutènement. En pratique, la cavité nécessite également un soutènement lorsque la valeur du déplacement correspondant à l'équilibre théorique  $P = 0$  est grande ou lorsque le phénomène de rupture autour de la cavité s'étend profondément à l'intérieur du massif. Sur le même graphique on représente aussi la courbe  $p=f(u)$  reliant 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 du tunnel, et permet de déterminer, par simple lecture la valeur du déplacement radiale et de la pression finale du soutènement.

Nous voyons qu'en fonction du moment de la mise en place du revêtement, beaucoup d'autres points de la courbe caractéristique ABC pouvant 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 IV.3** Principe de la méthode de convergence-confinement

La courbe de convergence représente la réponse du terrain. L'activation de soutènement intervient à partir de sa mise en contact avec le terrain ; celle-ci se produit pour une valeur  $\lambda$  du taux de déconfinement. La mise en charge progressive du soutènement est représentée par la courbe de confinement. La méthode initialement mise au point dans le cas d'un tunnel circulaire creusé dans un terrain isotrope et homogène, a été étendue ultérieurement à d'autre type de conditions, et notamment à des cas de contraintes initiales anisotropes (Panet 1986). Elle est couramment utilisée pour représenter la présence de front de taille dans des calculs bidimensionnels de tunnel par éléments finis.

## IV.4 Etapes de calcul d'un problème type :

• **Étape 1 :****Courbe caractéristique du terrain :**

Etapes de calcul :

- Si  $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$ , calcul du déplacement à la paroi pour une pression de soutènement nul :

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

$$\text{Tel que : } R_c = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

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

$$\begin{array}{l} p = \sigma_0 \\ u = 0 \end{array} \quad \text{et} \quad \begin{array}{l} p = 0 \\ u = u_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 R \end{array}$$

- Si  $\sigma_0 \geq \frac{R_c}{2}$ , calcul de la pression d'apparition de la zone en état limite de rupture  $P_a$ , du taux de déconfinement  $\lambda_a$  et du déplacement à la paroi  $u_a$  correspondant :

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

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

$$u_a = \lambda_a u_e$$

- Pour  $p_a < p < \sigma_0$ , la courbe caractéristique est une droite.
- Pour  $p_a > p$ , calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie.

Par exemple :

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

Avec :

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

S'il y a lieu on peut distinguer piédroits et voûte en tenant compte du poids de la zone décomprimée :

- En voûte :  $p' = p + \gamma(r_p - R)$

- En piédroit :  $p' = p$

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

- **Étape 2 :**

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

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

$$u_{s0} > 0,265 u_e$$

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

- **Étape 3:**

### Courbe caractéristique de soutènement :

Il faut déterminer le 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  $e$  :

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

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

Avec  $R$  rayon d'extrados du tunnel.

- **Étape 4:**

### Équilibre final :

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de 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 de béton projeté, dimensions et écartement des cintres) 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.

## IV.5 Conclusion :

On obtient ainsi par La méthode convergence-confinement, dans la mesure où les caractéristiques du terrain sont relativement homogènes et suffisamment connues, un ensemble de documents prévisionnels qui oriente le choix initial du mode de soutènement et serviront de base au contrôle du comportement à effectuer pendant les travaux.

Il ne peut s'agir toutefois que de fixer des ordres de grandeur compte tenu de l'incertitude de la plupart des paramètres. La souplesse de la méthode permet son adaptation rapide aux conditions rencontrées sur le site pendant les travaux. Le contrôle continu du comportement de l'ouvrage est donc une composante essentielle du projet.

La méthode convergence-confinement permet enfin la compréhension et la sélection des facteurs déterminants à introduire dans un calcul plus élaboré. Elle 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. 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.

# Chapitre V

## EVALUATIONS DES CHARGES

### V.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. vu 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 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.

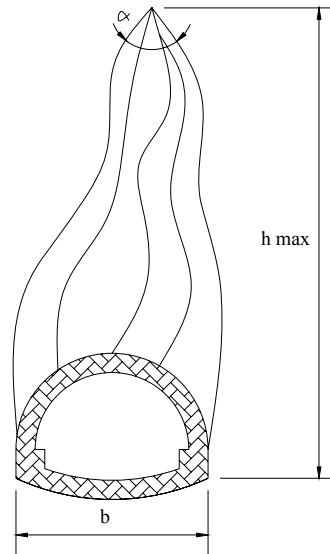
### V.2 Types et origines des poussées souterraines :

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 engendrées par la décompression du massif rocheux.
- Poussées géologiques : Dues au poids des couches situées au-dessus de l'excavation.
- Poussées de gonflement : Dues à une augmentation du volume des roches.

#### V.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  $\alpha$  .(voir figure V.1)



**Figure V.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

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

$\alpha$  : Angle au sommet du profil d'équilibre

h : hauteur de couverture

### V.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.

### V.2.3 Poussées de gonflement :

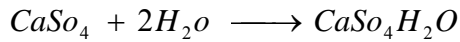
Enfin c'est dans quelques roches argileuses ou délitées, que nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine. Cette poussée peut être :

- Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux 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.

### V.3 Différentes méthodes de détermination des pressions souterraines :

#### V.3.1 Evaluation des pressions verticales $\sigma_v$ :

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 BIERBAUMER :

**BIERBAUMER** admet que la masse du sol chargeant le profil est délimité par une parabole de hauteur  $h = \alpha H$  et que le sol a tendance de glisser suivant un angle de  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$  par rapport à l'horizontal. (voir figure V.2).

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

$\alpha$  : Coefficient de réduction

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



$$B = \begin{cases} b + 2m \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Section fer à cheval rectangulaire.} \\ 2R \operatorname{tg}\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4}\right) & \text{Section circulaire.} \end{cases}$$

B : rayon de la section circulaire de la parabole de charge.

Notons que la pratique n'a pas confirmé l'exactitude de la théorie de **BIERBAUMER** sauf aux tunnels situés à une grande profondeur.

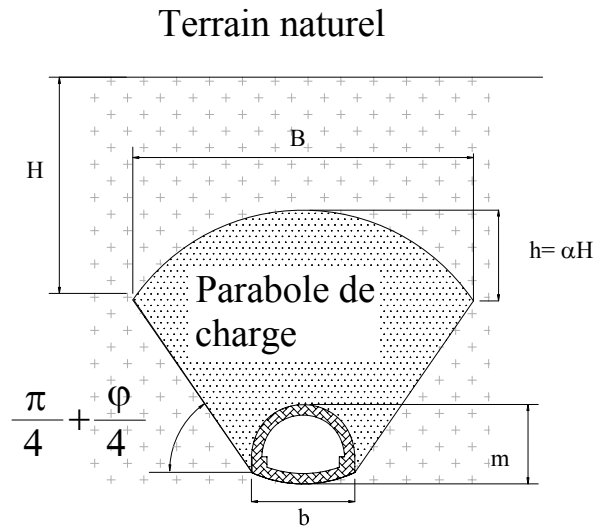


Figure V.2 Répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER

2. Théorie de TERZAGHI :

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion, mais sa validité est étendue pour des terrains cohérents. Selon la théorie de **TERZAGHI**, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$  agissant le long des plans de glissement. (Voir figure V.3)

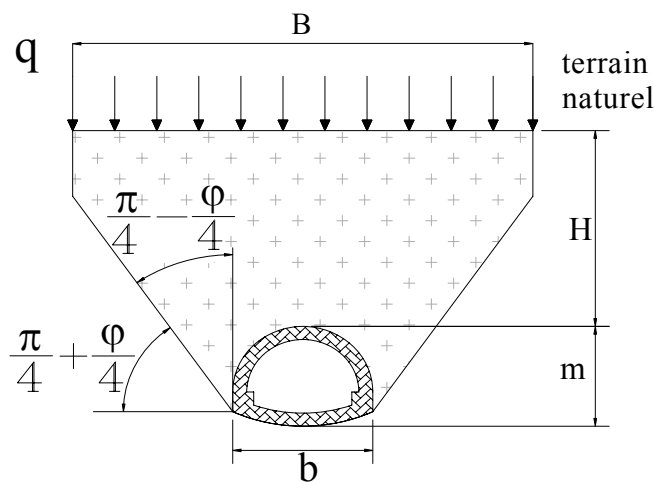


Figure V.3 Hypothèse de théorie de TERZAGHI

- q : la surcharge en surface.  
 H : la couverture de terre.  
 m : la largeur de l'excavation.  
 b : la largeur de l'excavation.

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

La contrainte verticale est donnée par :

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

- C : cohésion du terrain.  
 q : surcharge  
 $\varphi$  : angle de frottement interne.  
 K : Coefficient de poussée active généralement égal à 1.

### 3. Théorie des poids des terres :

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

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q$$

- $\gamma_i$  : poids de la couche i.  
 $h_i$  : hauteur de la couche i.  
 q : surcharge.

Notons que 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. (voir figure V.4)

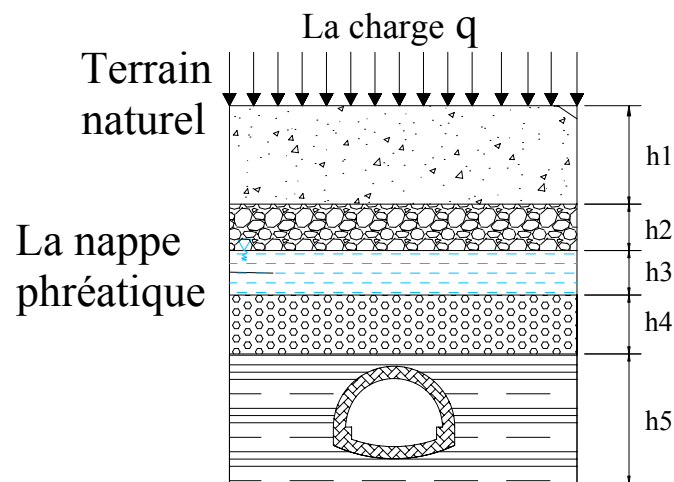


Figure V.4 Théorie des poids des terres

### 4. Théorie de PROTODIAKONOV :

Selon PROTODIAKONOV la charge agissant sur la voûte de tunnel est aussi une parabole de hauteur  $h_p$  qui vaut :

$$h_p = \frac{B}{2f}$$

La contrainte verticale est égale à :

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

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

$f$  : coefficient de résistance fonction des caractéristiques de terrain.

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

La méthode de **PROTODIAKONOV** est satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur  $H$  tel que :

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

La méthode 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 la couverture et ses caractéristiques ; donc on adopte la théorie de **TERZAGHI** pour la détermination de la pression verticale. (voir figure V.3)

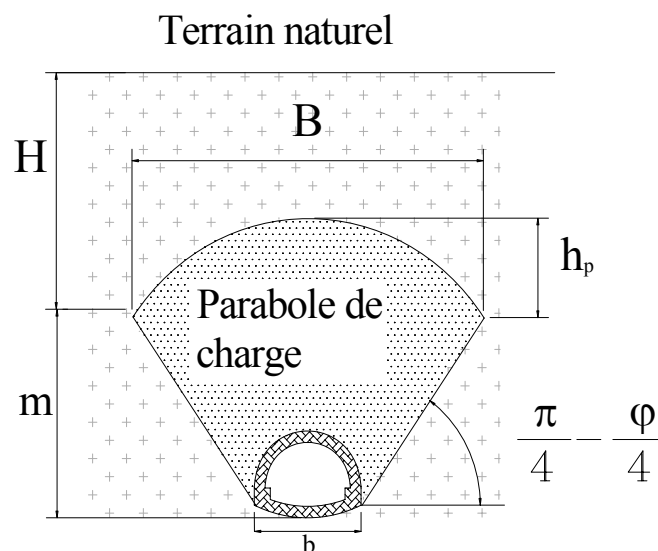


Figure V.5 Théorie de PROTODIAKONOV

V.3.2 Evaluation de la pression horizontale  $\sigma_h$  :

**1. La théorie de COULOMB-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 d'un soutènement provisoire).

$\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$  ..... A long terme, (c'est le cas d'un revêtement définitif).

Avec  $\sigma_v$  : Contrainte verticale de **TERZAGHI**.

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

$K_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 X_2 X_3$  ..... Coefficient de terre au repos.

Ou :

$X_1$  : 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	$X_1$	$X_2$	$X_3$
Remblai	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 V.1** Théorie de COULOMB-RANKINE

**Au niveau du radier :**

$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$

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

**NB :** On adopte la théorie de **COULOMB-RANKINE** pour la détermination de la pression horizontale.

**2. Théorie de TERZAGHI :**

Selon **TERZAGHI** la pression latérale peut être calculée approximativement par la formule :

$$\sigma_h = \begin{cases} 0.3 \gamma (0.5 m + h_p) \\ \gamma H t g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \\ \sigma_v \frac{\nu}{1 - \nu} \end{cases}$$

$h_p$  : Étant la hauteur de noyau de détente.

$\nu$  : Coefficient de poisson. (Voir figure V.6)

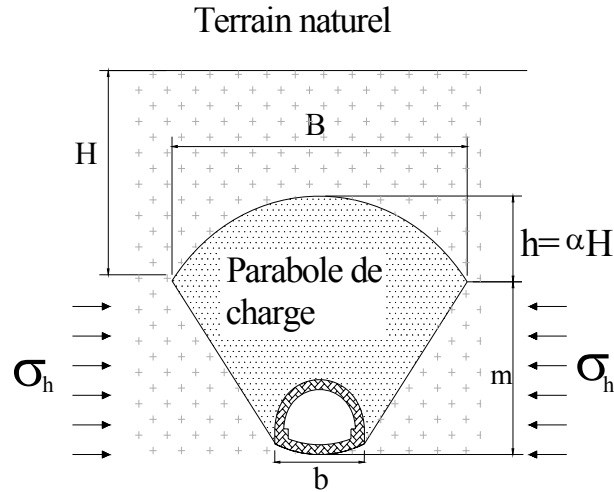


Figure V.6 Théorie de TERZAGHI

3. L'expérience SOVIETIQUE :

La base de cette expérience est que la poussée latérale doit être prise en la considérant comme une répartition trapézoïdale. Sa grandeur devra être déterminée 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 :  $h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi}$  ; (voir figure V.7)

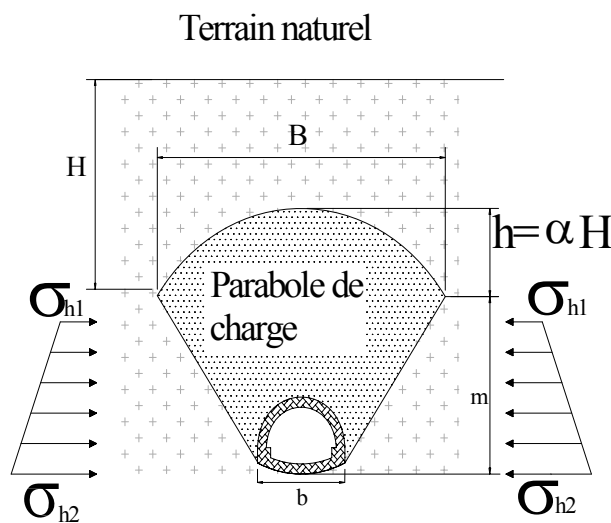


Figure V.7 L'expérience SOVIETIQUE

#### 4. Théorie de PROTODIAKONOV :

Pour la théorie de **PROTODIAKONOV** la pression latérale agissant sur une paroi de hauteur  $m$  et de largeur  $b$  est :

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

#### V.3.3 Evaluation de la pression agissant au niveau du radier :

La poussée géologique et de gonflement se manifeste 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 les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous radier.

Si les contraintes géostatiques 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 **TSIMBARIÉVITCH** et celle donnée par **TERZAGHI**.

#### 1. Théorie de TSIMBARIÉVITCH :

Une approche au problème a été donnée par **TSIMBARIÉVITCH** en prenant en considération la butée qui s'exerce sous le niveau du radier de part et d'autre des plans verticaux tangents aux pieds droits du tunnel. Cette poussée peut être calculée en fonction des caractéristiques  $\varphi$  et  $C$  du terrain situé sous le radier de la poussée verticale  $\sigma_v$  supporté par le terrain au niveau du radier de part et d'autre de celui-ci.

A une profondeur  $Z$ , la valeur de la poussée de terre sera :

$$e_a = (p + \gamma z) K_a - 2C \sqrt{K_a} \quad \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \dots \dots \dots \text{Coefficient de poussée.}$$

Et la grandeur de la butée des terres (poussée passive) sera :

$$e_p = \gamma z K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

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

En égalisant (1) et (2), on obtient :

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

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

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

Tel que :

$$E_a = \frac{e_a + e_p}{2} Z \quad \dots\dots\dots \text{trapèze.}$$

$$E_p = \frac{e_p Z}{2} \quad \dots\dots\dots \text{triangle.}$$

La résultante E peut être décomposée en deux composantes T et S, avec :

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

La force aura tendance à déplacer le terrain, tandis que la composante normale de l'effort de frottement agira dans le sens contraire, cet effort s'opposant à T sera  $T_0$  :

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

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 surcharge q soit par une forme en clé de voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur Y calculée par l'équation suivante :

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

Ainsi la contrainte provoquée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \quad \text{D'où :}$$

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

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

$$\sigma \leq \frac{4C}{1 - \sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$$

## 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 est à peu près au niveau de cette valeur. 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 résultante 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 :

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

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

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

Avec :

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

La charge de rupture exprimant la résistance de 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 de terrain qui en fonction de  $\varphi$ , peut être tiré du tableau suivant :

$\varphi^0$	$0^0$	$10^0$	$20^0$	$25^0$	$30^0$	$35^0$	$40^0$	$44^0$	$48^0$
$n_0$	0	1	5	10	20	40	140	260	780

**Tableau V.2 Coefficient de résistance  $n_0$  en fonction de  $\varphi$**

**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.

### V.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.

### V.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 aux poussées 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.



PARTIE II:  
CALCUL D'UN TUNNEL  
CAS DU METRO D'ALGER

# Chapitre VI

## PRESENTATION DU PROJET DU METRO D'ALGER

### VI.1 Introduction:

La ville d'Alger, capitale administrative et centre économique, s'est développée à un rythme très élevé au cours des deux dernières décennies. Ainsi d'un million d'habitants en 1966, la population dépasse actuellement les trois (03) millions d'habitants.

En conséquence de cette croissance, les problèmes de circulation et de transport se présentent avec acuité. La demande de déplacement par le transport en commun ne peut être satisfaite par les moyens actuels, ce qui nécessite la mise en place d'un moyen de transport de grande capacité, régulier, dont puissent bénéficier toutes les couches de la population. Le métro doit en l'occurrence être adapté à la topographie et au tissu urbain de la ville.

### VI. 2 HISTORIQUE :

Les études du métro d'Alger ont commencé en 1932, dont l'objectif premier était de réaliser une ligne de 14 km entre « Bologhine » et « El Harrach ».

En 1955, la population est passée de 30 000 à 50 000 habitants et la demande de transport a été évaluée à 1700 voyageurs par heure, entre « Bab El Oued » et « Hussein Dey » dans les deux (02) sens.

L'étude amenée par **RATP** (Transport Parisien), a montré que la solution répondant aux exigences futures du site, consiste à réaliser une ligne de métro, dont son tracé partirait de la rue « Didouche Mourad » vers « El Harrach ».

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

En 1977, la **SNTF** (Société Nationale de Transport Ferroviaire) avait reconsidéré le prolongement en tunnel de la voie ferrée entre « Tafourah » et « Bab El Oued », mais la **RATP** recommandait une ligne de métro dans l'hypercentre d'Alger après les études faites pour le compte de la **RSTA** (Régie Sociale des Transport Algériennes) et la **SNTF**.

En 1981, **SOFRETU** (Société Française d'étude et de Réalisation de Transport Urbain) a fait une étude pour le compte de la **RSTA** et conclu que la meilleure solution serait d'implanter un système de transport du métro à l'intérieur des zones denses de la ville. Ce système assurerait le transport de 40 000 voyageurs par heure en un seul sens, dont les premières lignes lieraient « Oued Kouraïche » et « Les Anasseres » et comprendraient treize (13) stations.

En 1982, une étude de la **RATP/SOFRETU** recommandait la création d'un réseau maillé de trois (03) lignes du métro (voir fig I.1) totalisant 65 km.

- Ligne 1: Grande poste - Tafourah - Plateau des Annassers - Haï El-Badre (Bach Djarah) - El Harrach - Bab Ezzouar.
- Ligne 2: Ain Allah - Grande poste - Hussein Dey - Haï El-Badre (Bach Djarah) - Gué de Constantine.
- Ligne 3: Hussein Dey - Plateau des Annassers - Ain Allah.

En conséquence, l'EMA (Entreprise du Métro d'Alger) fut créer pour suivre et veiller sur le bon déroulement des différentes étapes de ce gigantesque projet.

L'analyse des flux de déplacement des personnes dans la ville d'Alger, faite par cette dernière, montre une forte densité sur l'axe: Bab El-Oued - Hussein Dey. C'est pour cela que le choix s'est porté pour la réalisation en priorité de la première phase de la première ligne qui s'étend de « Oued Koraiçhe » jusqu'à « Hai El-Badre » dont la longueur est de 12,5 Km, comportant 17 stations (voir fig I.2), passant par les zones suivantes:

- Bab El-Oued
- Casbah
- Centre Ville
- Belouizdad
- Hussein Dey

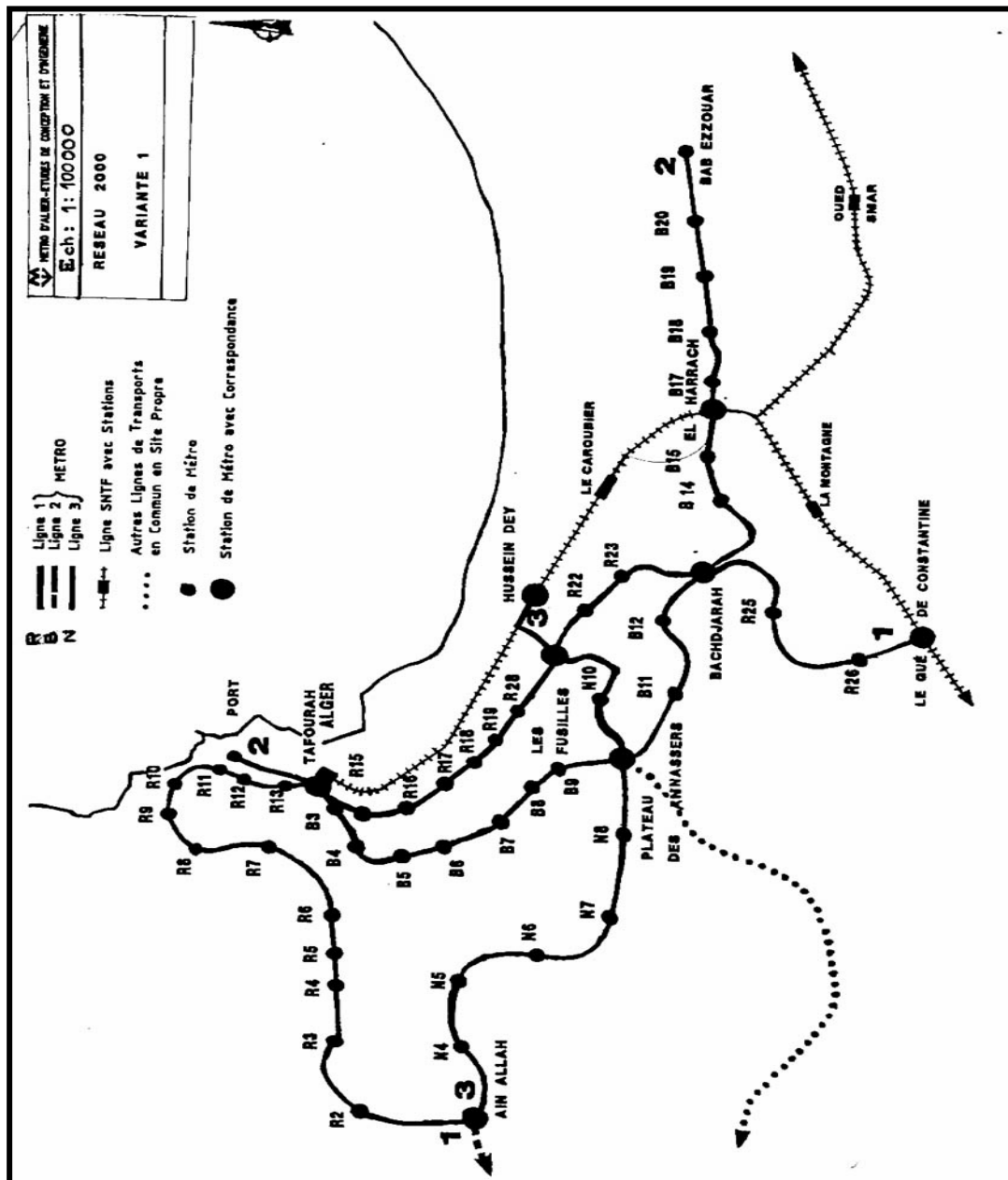


Figure VI.1 Tracé du Réseau du Métro d'Alger

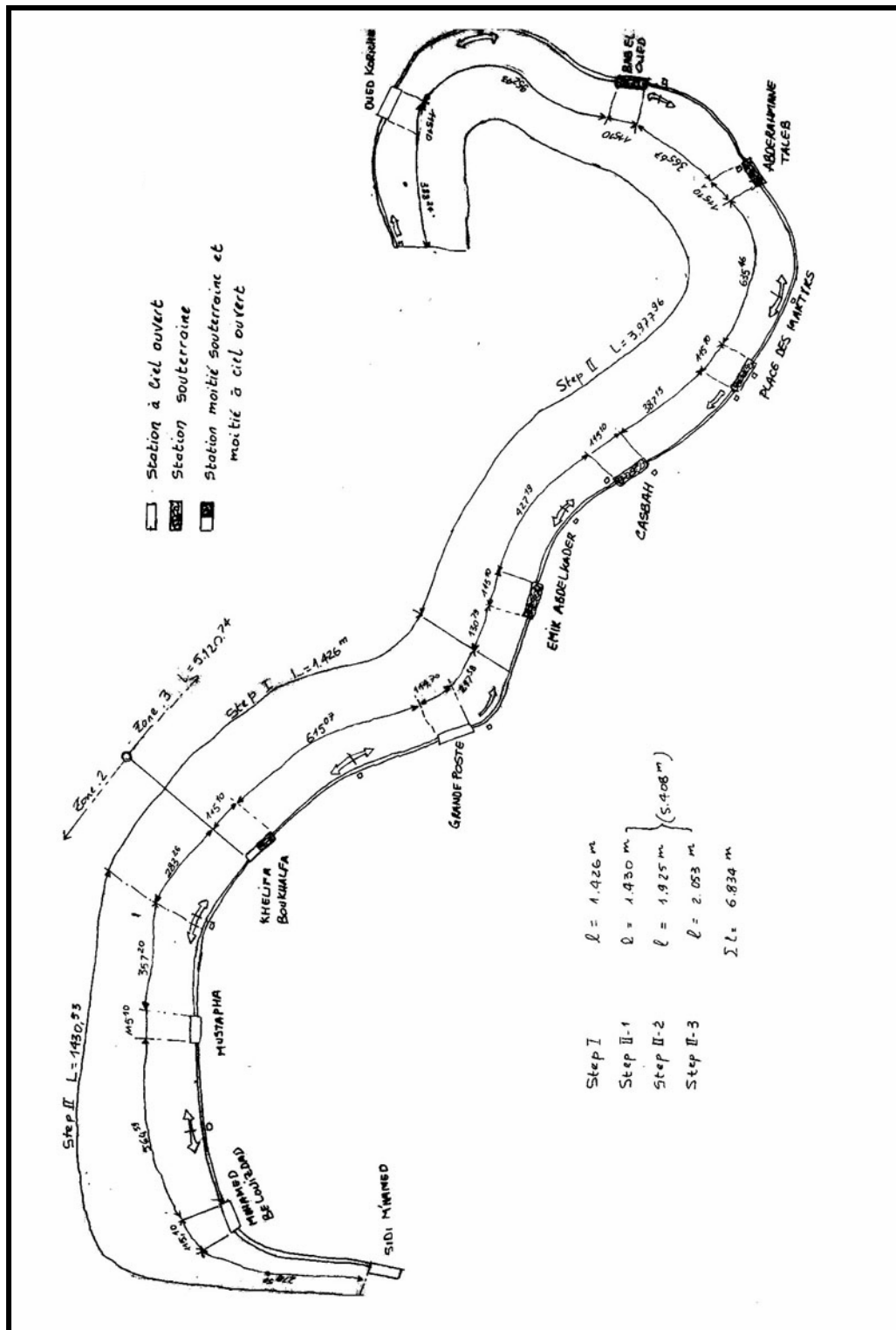


Figure VI.2 Ligne N°1 du Métro d'Alger

### VI.3 PRESENTATION TECHNIQUE DE L'OUVRAGE :

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 direct 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.

### VI.3.1 FACTEURS D'IMPLANTATION D'UN TUNNEL :

#### **Choix du tracé en plan :**

Une bonne reconnaissance de l'environnement permet un choix judicieux du tracé du tunnel. Ce choix va tenir compte, avant tout, des intérêts de la circulation et des transports de la région en question. Son implantation exacte va dépendre ensuite des conditions géographique et hydrogéologique. Dans la mesure du possible, on s'efforce de garder l'axe du tunnel droit. Non seulement cela diminue la longueur de l'ouvrage, améliore la visibilité et rend la construction plus économique ; mais cela facilite en outre la construction, simplifie l'implantation et améliore l'effet de la ventilation. Mais des fois, par suite des conditions topographiques particulières, les voies de raccordement doivent suivre un tracé en courbe. Le choix du tracé est aussi influencé par l'implantation correcte des points d'attaque d'entrée et de sortie du tunnel.

Donc, l'implantation, dans les grandes villes, des tunnels des services publics comme pour le cas du métro d'Alger, doit se conformer aux exigences des réseaux de distribution et surtout au réseau des rues. Notre ouvrage se situe entre PK 1+500 et PK 1+800 totalisant une longueur de 300 m.

#### **Etude du profil en long :**

Le choix de la situation en élévation et du profil en long des tunnels, dépend du déroulement de la circulation et des conditions d'exploitation. Il sera fondé sur les exigences de l'exploitation et de la construction.

Le facteur de construction et celui de l'exploitation sont sensibles à l'implantation des parties haute ou basse du tunnel, parce que c'est d'elle que dépend la nature du sous-sol à traverser.

Le profil en long d'un tunnel est conditionné par :

- La nature des terrains à traverser.
- L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités.
- La présence d'accidents géologiques (zone faillée avec venues d'eaux en charge, nécessitant un traitement à l'avance par injection).
- La nature et l'épaisseur des terrains de couverture.
- L'orientation de la valeur des contraintes principales naturelles.
- La présence d'eau et débits d'eau prévisibles.
- L'emplacement qui nécessite une étude particulière, permettant d'éviter autant que possible des zones instables, les zones humides (fonds de thalwegs, sources ...) et les zones bâties, il faut chercher des zones à forte pente.
- Il est important d'implanter les tunnels de haute montagne dans des couches suffisamment épaisses de roches saines, situées de préférence au dessus du niveau de la nappe d'eau souterraine.
- Il convient encore de mentionner la situation des stations, qui se veut être surélevée par rapport au profil en long. Cette surélévation rapproche le niveau des quais de la surface, diminuant aussi la hauteur perdue, et permettant aux voyageurs de gagner du temps sur le parcours de la montée et de la descente.

Le profil en long du tunnel doit avoir une pente de 2%. Cette pente nous permettra d'avoir des stations de plus en plus rapprochées de la surface libre, car ce n'est pas commode de faire descendre les gens à 20 – 30 mètres de profondeur pour prendre le métro, donc entre deux (02) stations consécutives, on doit avoir une rampe et une pente. La limite supérieure de cette pente est donnée par le type de frottement du métro (frottement pneu – bitume ou frottement acier – acier). Dans le cas du Métro d'Alger, il s'agit d'un frottement acier-acier, ce qui a limité cette pente à 2%.

#### Choix de la section :

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

- Les gabarits des véhicules qui seront appelés à emprunter le tunnel et de ceux des matériaux qui y seront transportés.
- La nature du terrain, sa résistance, sa teneur en eau et les poussées géologiques du souterrain.
- La méthode de travail adoptée.
- Le matériau utilisé pour le revêtement, sa résistance, ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter.
- L'existence d'une (01) ou de deux (02) voies de circulation.

#### •Gabarit libre :

La section utile à garder libre à l'intérieur du tunnel, autrement dit le gabarit fonctionnel est nécessaire à l'étude du projet. Outre le gabarit de circulation, il convient de prévoir de la place pour les diverses conduites et canalisations imposées par l'exploitation du tunnel et de la voie de circulation. Lors du dimensionnement de la section, il ne faut pas perdre de vue l'éventualité de l'introduction ultérieure de nouvelles machines, nécessitant un gabarit plus grand.

#### • Influence de la nature du terrain :

La conception des profils des tunnels dépend en second lieu :

- de la nature du terrain dans lequel ils seront construits.
- les charges extérieures, l'importance des pressions géologiques dépendent de la résistance de la roche, qui est en fin de compte à l'origine des pressions verticales qui s'exercent sur le tunnel.

Pour notre tunnel on adopte la coupe de calcul suivante (voir figures VII.3 et VII.4).

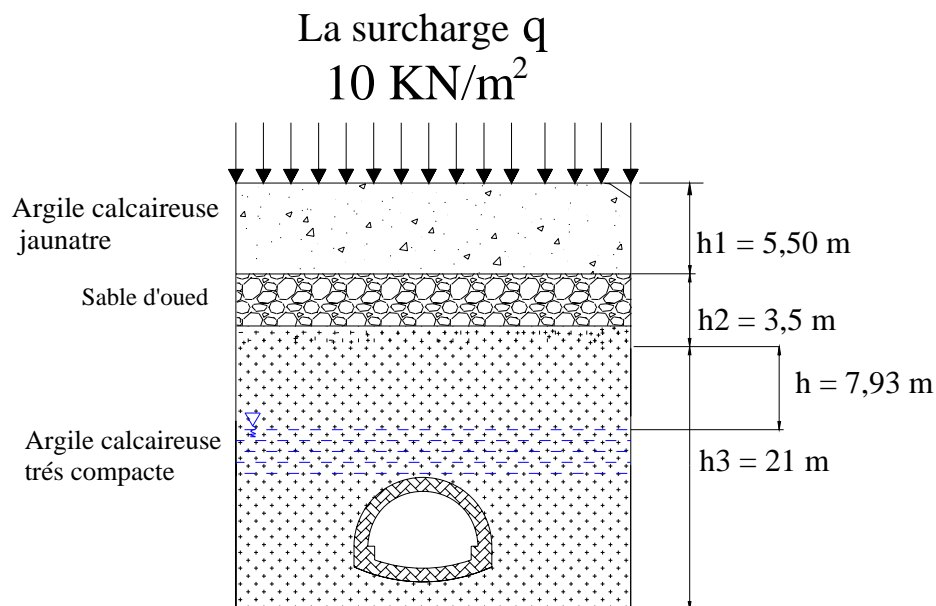


Figure VI.3 Coupe de calcul

**Telle que :**

• **Une couche d'argile calcaireuse jaunâtre :**

Cohésion du sol ;

$$C = 20 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Angle de frottement du sol ;

$$\varphi = 20^\circ$$

Poids spécifique ;

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

• **Une couche de Sable d'oued avec grains et galets :**

Cohésion du sol ;

$$C = 0$$

Angle de frottement du sol ;

$$\varphi = 20^\circ$$

Poids spécifique ;

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

• **Une couche d'argile calcaireuse jaunâtre très compacte :**

Cohésion du sol ;

$$C = 20 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Angle de frottement du sol ;

$$\varphi = 20^\circ$$

Poids spécifique ;

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

**NB :** On adopte une surcharge de  $10 \text{ KN} / \text{m}^2$  qui représente la charge due à la circulation des voitures.

Les dimensions du Métro d'Alger sont montrées dans les figures suivantes :



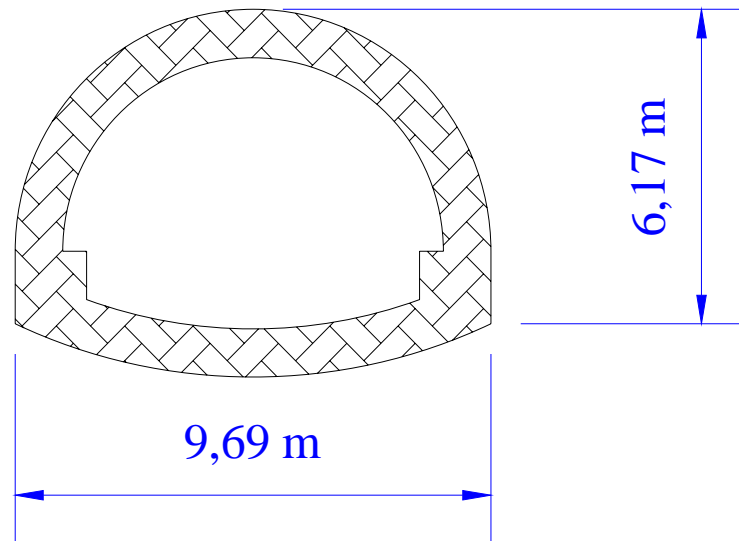


Figure VI.4 Dimensions du l'excavation

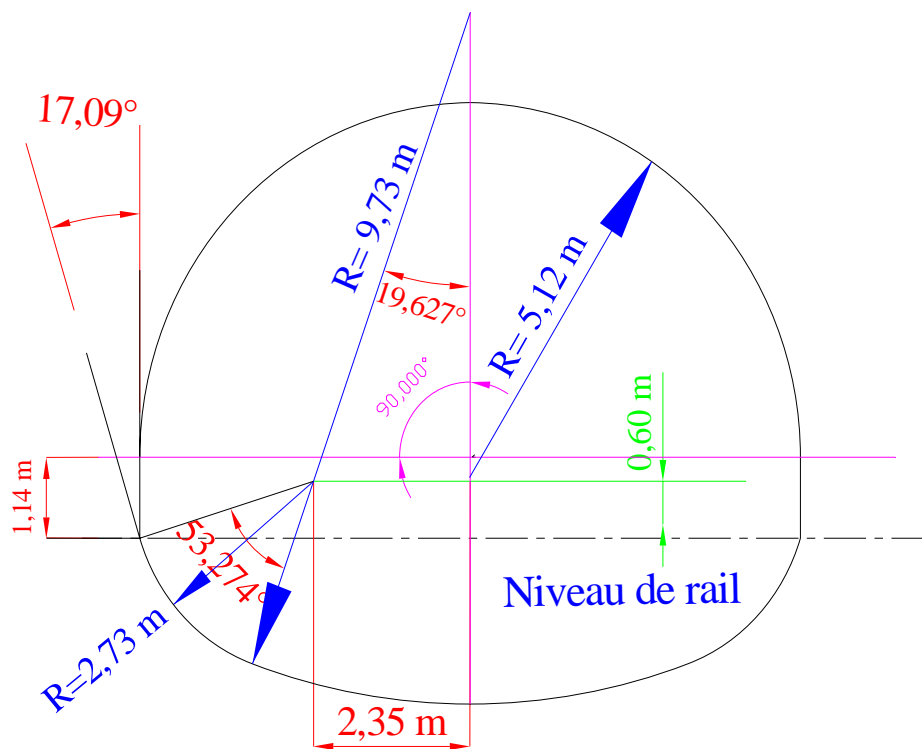


Figure VI.5 Dimensions du Métro d'Alger

# Chapitre VII

## CALCUL DES CHARGES

### VII.1 Calcul des charges agissant sur le soutènement du tunnel :

#### VII.1.1 CALCUL DE LA PRESSION VERTICALE ACTIVE DESCENDANTE SUR LE SOUTÈNEMENT EN DEMI SECTION SUPÉRIEURE DU TUNNEL $\sigma_v$ :

##### 1. Méthode TERZAGHI :

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation et des caractéristiques mécaniques de sol considérées obtenues par la formule suivante :

$$B = b + 2mtg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow B = 9,69 + 2.6,17tg \left( 45 - \frac{20}{2} \right) = 18,33m$$

La couverture  $H = 16,93m$

Le coefficient de poussée active "k" est pris égale à 1

La contrainte verticale est donnée par :

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

**Couche 1:** Argile calcaireuse jaunâtre

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

$$\sigma_{v1} = \frac{(18,33 \times 20 - 2 \times 20)}{2 \times 1 \times tg 20} \left[ 1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 5,5 \times tg 20)}{18,33}} \right] + 10e^{-\frac{(2 \times 1 \times 5,5 \times tg 20)}{18,33}}$$

$$\sigma_{v1} = 96,184 \text{ KN} / m^2$$

**Couche 2:** Sable d'oued avec grain et galet

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

$$\sigma_{v2} = \frac{(18,33 \times 20 - 2 \times 0)}{2 \times 1 \times tg 20} \left[ 1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 3,5 \times tg 20)}{18,33}} \right] + 96,18e^{-\frac{(2 \times 1 \times 3,5 \times tg 20)}{18,33}}$$

$$\sigma_{v2} = 149,117 \text{ KN} / m^2$$

**Couche 3:** Argile calcaireuse jaunâtre très compacte

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

$$\sigma_{v3} = \frac{(22,44 \times 20 - 2 \times 20)}{2 \times 1 \times tg 20} \left[ 1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 7,93 \times tg 20)}{18,33}} \right] + 155,46e^{-\frac{(2 \times 1 \times 7,93 \times tg 20)}{18,33}}$$

$$\sigma_{v3} = 244,936 \text{ kN} / m^2$$

##### 2. Théorie des poids des terres :

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$$

$$\sigma_v = [h_1\gamma_1 + h_2\gamma_2 + h_3\gamma_3 + q]$$

$$\sigma_v = (5.5 \times 20 + 3.5 \times 20 + 7.93 \times 20 + 10) = 348.6 \text{ kN/m}^2$$

### VII.1.2 CALCUL DE LA PRESSION HORIZONTALE ACTIVE DESCENDANTE SUR LE SOUTÈNEMENT EN DEMI-SECTION SUPÉRIEURE DU TUNNEL :

#### 1. Méthode de TERZAGHI :

La poussée horizontale est donnée par :

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

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

$$H_p = \frac{9,69}{2 \sin 20} = 14,165 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0,3 \times 20 \times (0,5 \times 6,17 + 14,165) = 103,5 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_h = 103,5 \text{ kN/m}^2$$

#### 2. Théorie des poids des terres :

La poussée horizontale sera donnée par :

$$\sigma_h = k_a \sigma_v$$

Coefficient de poussée active  $K_a$  :

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

$$K_a = 0,49$$

$$\sigma_h = 0,49 \times 348.6 = 170.81 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_h = 170.81 \text{ kN/m}^2$$

#### 3. Théorie des SOVIETIQUES :

La poussée latérale au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_p K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

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

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

$$h_p = \frac{9,69}{\sin 40} = 15,074 \text{ m}$$

$$\sigma_{h1} = 20 \times 15,074 \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times 20 \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 119,812 \text{ kN/m}^2$$

La poussée latérale au niveau des pieds des longrines :

$$\sigma_{h2} = \gamma(m + h_p) \text{tg}^2 K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

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

$$\sigma_{h2} = 20 \times (6,17 + 15,074) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times 20 \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 180,301 \text{KN} / \text{m}^2$$

#### 4. Théorie de COULOMB-RANKINE :

**Couche 3 :** Argile calcaireuse jaunâtre très compacte

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

La poussée latérale au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = k_a \sigma_v$$

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

$$K_a = 0,49$$

$$\sigma_{h1} = 0,49 \times 244,936 = 120,018 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{h1} = 120,018 \text{KN} / \text{m}^2$$

La poussée latérale au niveau des pieds des longrines :

$$\sigma_{h2} = \gamma m K_a - 2C \operatorname{tg} \sqrt{K_a}$$

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

$$\sigma_{h2} = 32,501 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$$

$$\sigma_h = 32,501 + 120,018 = 152,519 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_h = 152,519 \text{KN} / \text{m}^2$$

### VII.1.3 CALCUL DE LA PRESSION VERTICALE ACTIVE AGISSANT SUR LE SOUTÈNEMENT DE LA STRUCTURE GLOBALE :

#### 1. Méthode de TERZAGHI :

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation et des caractéristiques mécaniques de sol considérée obtenues par la formule suivante :

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

$$B = 10,16 + 2 \times 8,77 \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) = 22,44 \text{ m}$$

La couverture  $H = 16,93 \text{ m}$

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:** Argile calcaireuse jaunâtre

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

$$\sigma_{v1} = \frac{(22.44 \times 20 - 2 \times 20)}{2 \times 1 \times \text{tg } 20} \left[ 1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 5.5 \times \text{tg } 20)}{22.44}} \right] + 10 e^{-\frac{(2 \times 1 \times 5.5 \times \text{tg } 20)}{22.44}}$$

$$\sigma_{v1} = 100.04 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**Couche 2: Sable d'oued avec grain et galet**

$$C = 0, \varphi = 20^0, \gamma_h = 20 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$\sigma_{v2} = \frac{(22.44 \times 20 - 2 \times 0)}{2 \times 1 \times \text{tg } 20} \left[ 1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 3.5 \times \text{tg } 20)}{22.44}} \right] + 100.04 e^{-\frac{(2 \times 1 \times 3.5 \times \text{tg } 20)}{22.44}}$$

$$\sigma_{v2} = 155.46 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**Couche 3: Argile calcaireuse jaunâtre très compacte**

$$C = 20 \text{ kN} / \text{m}^2, \varphi = 20^0, \gamma_h = 20 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$\sigma_{v3} = \frac{(22.44 \times 20 - 2 \times 20)}{2 \times 1 \times \text{tg } 20} \left[ 1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 7.93 \times \text{tg } 20)}{22.44}} \right] + 100.04 e^{-\frac{(2 \times 1 \times 7.93 \times \text{tg } 20)}{22.44}}$$

$$\sigma_{v3} = 247.6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

## 2. Théorie des poids des terres :

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$$

$$\sigma_v = [h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2 + h_3 \gamma_3 + q]$$

$$\sigma_v = (5.5 \times 20 + 3.5 \times 20 + 7.93 \times 20 + 10) = 348.6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_v = 397.9 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### VII.1.4 CALCUL DE LA PRESSION HORIZONTALE ACTIVE AGISSANT SUR LE SOUTÈNEMENT DE LA STRUCTURE GLOBALE :

#### 1. Méthode de TERZAGHI :

La poussée horizontale est donnée par :

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

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

$$H_p = \frac{10.16}{2 \sin 20} = 14.85 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 (0.5 \times 8.77 + 14.85) = 115.41 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_h = 115.41 \text{ kN} / \text{m}^2$$

#### 2. Théorie des poids des terres :

La poussée horizontale sera donnée par :

$$\sigma_h = k_a \sigma_v$$

Coefficient de poussée active  $K_a$  :

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

$$K_a = 0,49$$

$$\sigma_h = 0,49 \times 348,6 = 170,81 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_h = 170,81 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### 3. Théorie des SOVIETIQUES :

La poussée latérale au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_p K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

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

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

$$h_p = \frac{10,16}{\sin 2(20)} = 15,82 \text{ m}$$

$$\sigma_{h1} = 20 \times 15,82 \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times 20 \times \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)$$

$$\sigma_{h1} = 127,08 \text{ kN} / \text{m}^2$$

La poussée latérale au niveau des pieds des longrines :

$$\sigma_{h2} = \gamma (m + h_p) \operatorname{tg}^2 K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

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

$$\sigma_{h2} = \gamma (8,77 + 15,82) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times 20 \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 20 \times (8,77 + 15,82) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times 20 \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 212,98 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### 4. Théorie de COULOMB-RANKINE :

**Couche 3 :** Argile calcaireuse jaunâtre très compacte

$$C = 20 \text{ kN} / \text{m}^2, \varphi = 20^\circ, \gamma_h = 20 \text{ kN} / \text{m}^3$$

La poussée latérale au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = k_a \sigma_v$$

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

$$K_a = 0,49$$

$$\sigma_{h1} = 0,49 \times 247,6 = 121,32 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{h1} = 121,32 \text{ kN} / \text{m}^2$$

La poussée latérale au niveau des pieds des longrines :

$$\sigma_{h2} = \gamma m K_a - 2C \operatorname{tg} \sqrt{K_a}$$

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

La poussée latérale au niveau des pieds des longrines :

$$\sigma_{h2} = \gamma m K_a - 2C \operatorname{tg} \sqrt{K_a}$$

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

$$\sigma_{h2} = (8.77 \times 20) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times 20 \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 57.94 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$$

$$\sigma_h = 121.32 + 57.94 = 179.26 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_h = 179.26 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Pour notre travail on admet que les résultats obtenus par la méthode de TERZAGHI qui est plus fiable soit pour la charge verticale «  $\sigma_v$  », soit pour la charge horizontale  $\sigma_h$

**Les résultats obtenus par la méthode de TERZAGHI sont :**

Résultats obtenus pour la demi-section supérieure	Résultats obtenus pour la structure globale
$\sigma_{v3} = 244,936 \text{ kN} / \text{m}^2$	$\sigma_{v3} = 247.6 \text{ kN} / \text{m}^2$
$\sigma_h = 103,5 \text{ kN} / \text{m}^2$	$\sigma_h = 115.41 \text{ kN} / \text{m}^2$



## VII.2 Application de la méthode convergence-confinement

### VII.2.1 COURBE CARACTERISTIQUE DU TERRAIN :

Le tunnel du Métro d'Alger sera implanté dans une couche d'argile jaunâtre très compacte :

- Module de déformation :  $E = 100 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson :  $\nu = 0.33$
- Cohésion :  $20 \text{ KN}/\text{m}^2$
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 20^\circ$
- Rayon de l'excavation :  $R = 5.12 \text{ m}$

### VII.2.2 CHARGES VERTICALES :

Selon la méthode de **TERZAGHI** :  $\sigma_v = 244.93 \text{ KN}/\text{m}^2 = \sigma_0$

Si  $\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2} \Rightarrow$  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 :

$$u_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 R = \frac{1+0.33}{100} 5,12$$

$$u_e = 0.068 \text{ m} = 6.8 \text{ cm}$$

On constate que dans la couche d'argile jaunâtre très compacte, la convergence est très importante, donc on doit disposer le soutènement le plus rapidement possible.

### VII.2.3 COURBE CARACTERISTIQUE DE SOUTÈNEMENT :

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

$$u_{s0} > 0.265 u_e$$

$$u_{s0} > 0.265 \times 0.068 \Rightarrow u_{s0} > 0.018 \text{ m}$$

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

$$u_{s0} = 0.02 \text{ m}$$

#### **Cintres calés à la paroi :**

Section du cintre :  $A_s = 237 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

Résistance de l'acier :  $\sigma_0 = 240000 \text{ KN}/\text{m}^2$

Module d'élasticité de l'acier :  $E = 2.1 \times 10^8 \text{ MPa}$

Espacement des cintres :  $a = 1.00 \text{ m}$

**Raideur du cintre :**

$$K_c = \frac{E A_s}{a R}$$

$$K_c = \frac{2.1 \times 10^8 \times 237 \times 10^{-4}}{1.00 \times 5.12}$$

$$\Rightarrow K_c = 9.72 \times 10^5 \text{ MPa}$$

**Pression maximale de soutènement :**

$$P_c^{\max} = \frac{A_s \times \sigma_0}{R \times a}$$

$$P_c^{\max} = \frac{273 \times 10^{-4} \times 240}{5.12}$$

$$P_c^{\max} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$u_a = \frac{P_c^{\max} \times R}{K_c} = \frac{1.28 \times 5.12}{9.72 \times 10^5}$$

$$u_a = 6.74 \times 10^{-6} \text{ m}$$

**Béton projeté :**

Module de Young :  $E_b = 27547,92 \text{ MPa}$

Coefficient de poisson :  $\nu = 0.2$

Epaisseur du béton :  $e = 0.20 \text{ m} = d$

**Raideur du béton projeté :**

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

$$K_b = \frac{27547.92 \times 0.20}{(1 - 0.2^2) \times 5.12} \Rightarrow K_b = 1120.93 \text{ Mpa}$$

**Pression maximale de soutènement :**

$$P_b^{\max} = \frac{\sigma_b \times e}{R} = \frac{14.17 \times 0.20}{5.12}$$

$$P_b^{\max} = 0.55 \text{ Mpa}$$

$$u_b = \frac{R \times P_b^{\max}}{K_b} = \frac{5.12 \times 0.55}{1120.93}$$

$$u_b = 2.5 \text{ mm}$$

**La convergence acquise par la paroi au moment du soutènement :**

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

$$u_{s0} = 0.0068 \text{ m}$$

**Pour mise en place à proximité du front de taille :**

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

$$u_{s1} = 0.0068 + 0.002 \Rightarrow u_{s1} = 0.0088 \text{ m}$$

**Vérification du soutènement :**

$$P = \sigma_v < P_c^{\max} + P_b^{\max} \Rightarrow 0.245 \text{ Mpa} < (1.28 + 0.55) = 1.83 \text{ Mpa}$$

# Chapitre VIII

## Calcul du soutènement provisoire

### VIII.1 Introduction :

Après avoir évalué du Chapitre VII le chargement agissant sur l'ouvrage, on arrive au stade du dimensionnement proprement dit. Le 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.

### VIII.2 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 admettons 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 :

$$P_V = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l}$$

Telle que :

$$Q_0 = \left( \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) \times a$$

(Partie uniforme de la pression géologique).

a : la distance entre les cintres a = 1m

#### A- Cas statique :

**Sous la combinaison « G » :**

**Lorsque a = 1 m:**

$$Q_0 = [h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2 + (h_3 + h_4) \gamma_3 + q] \times 1$$

$$Q_0 = (5.5 \times 20 + 3.5 \times 20 + (3 + 4.93) \times 20 + 10) = 348.6 \text{ kN} / m^2$$

$$Q_0 = 348.6 \text{ kN} / m^2$$

$$\Delta G = \left( \frac{f_k \times l_k}{3} \gamma_h \right) \times a$$

(Partie de la charge d'intensité variable).

On détermine les valeurs de  $f_k$  et  $l_k$  :

$$r = 4.99m$$

$$r_k = 5.12m$$

$$r_b = 4.86m$$

$$2\varphi_0 = 120^\circ \Rightarrow \varphi_0 = 60^\circ$$

$$l_k = 2(r_k \cos 30) = 2(5.12 \times 0.866) = 8.868m$$

$$l = 2(r \cos 30) = 2(4.99 \times 0.866) = 8.642m$$

$$l_b = 2(r_b \cos 30) = 2(4.86 \times 0.866) = 8.417m$$

$$f_k = r_k - r_k \cos \varphi_0 = r_k (1 - \cos \varphi_0)$$

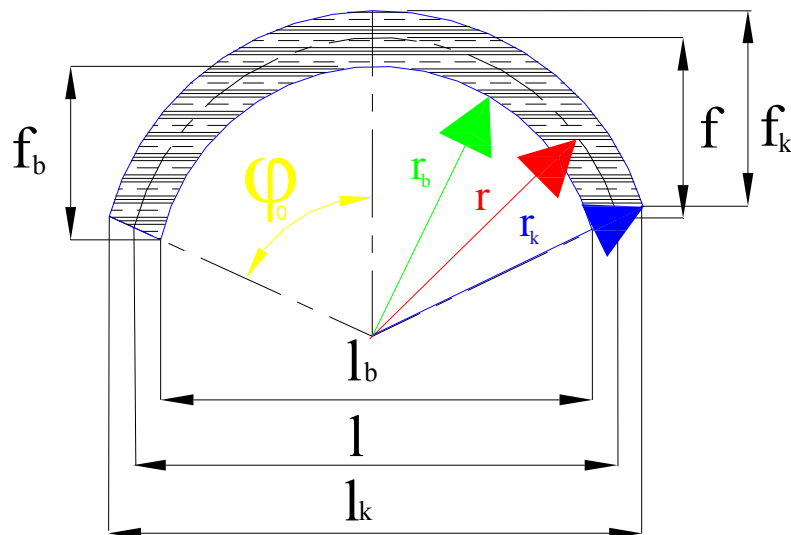
$$f_k = 5.12(1 - \cos 60) = 2.56m$$

$$f = r - r \cos \varphi_0 = r (1 - \cos \varphi_0)$$

$$f = 4.99(1 - \cos 60) = 2.495m$$

$$f_b = r_b - r_b \cos \varphi_0 = r_b (1 - \cos \varphi_0)$$

$$f_b = 4.86(1 - \cos 60) = 2.43m$$



**Figure VIII.1** Vérification préliminaire du soutènement provisoire

$$\Delta G = \frac{2.56 \times 8.868}{3} 20 = 151.347 kN / ml$$

$$\Delta G = 151.347 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$p_v = \frac{348.6 \times 8.868 + 151.347}{8.642} = 375.229 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$p_v = 375.229 \text{ kN} / \text{ml}$$

La charge horizontale sera calculée à partir de la poussée verticale en se basant sur la relation de **COULOMB-RANKINE**.

$$e_0 = \left( \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

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

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

$$e_0 = 348.6 \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times 20 \sqrt{\text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)} = 142.915 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$e_0 = 142.915 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$e_1 = (H + f) \gamma_h K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

$$e_1 = (H + f) \gamma_h \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2C \sqrt{\text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)}$$

$$e_1 = [(h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + f) \gamma_h] \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2C \sqrt{\text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)}$$

$$e_1 = [(5.5 + 3.5 + 3 + 4.93 + 2.495) \times 20] \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times 20 \sqrt{\text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)}$$

$$e_1 = 162.477 \text{ kN} / \text{m}^2$$

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

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2}$$

$$e = \frac{162.477 + 142.915}{2} = 152.696 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$e = 152.696 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Cette valeur rapportée à l'extrados nous donne :

$$P_h = \left( e \frac{f_k}{f} \right) \times a$$

$$P_h = 152.696 \frac{2.56}{2.495} = 156.674 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$P_h = 156.674 \text{ kN} / \text{ml}$$

Les réactions d'appuis au niveau de la naissance seront calculées en fonction du rapport  $f/l$  en utilisant le tableau des coefficients (voir page 30)

$$\frac{f}{l} = \frac{2.49}{8.64} = 0.28 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_m = 0.01010 \\ \beta_m = -0.01010 \end{cases} \quad \begin{cases} \alpha_h = 0.4415 \\ \beta_h = -0.1749 \end{cases}$$

Les réactions d'appuis seront :

### 1. Sous charges verticales :

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

$$M_v = 0.01010 \times 375.229 \times (8.642)^2 = 283.04 \text{ kN.m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

$$H_v = 0.4415 \times 375.229 \times 8.642 = 1431.66 \text{ kN}$$

$$V_v = P_v \frac{l}{2}$$

$$V_v = 375.229 \times \frac{8.642}{2} = 1621.36 \text{ kN}$$

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

$$N_v = \sqrt{(1621.364)^2 + (1431.664)^2} = 2162.98 \text{ kN}$$

### 2. Sous charges horizontales:

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

$$M_h = -0.01010 \times 156.674 \times (8.642)^2 = -118.18 \text{ kN.m}$$

$$H_h = \beta_h P_h l$$

$$H_h = -0.1749 \times 156.674 \times 8.642 = -236.81 \text{ kN}$$

$$V_h = 0$$

**Les sollicitations cumulées seront:**

$$M_f = M_v + M_h$$

$$H_f = H_v + H_h$$

$$V_f = V_v + V_h$$

$$M_f = 283.039 - 118.18 = 164.85 \text{ kN.m}$$

$$H_f = 1431.664 - 236.81 = 1194.85 \text{ kN}$$

$$V_f = 1621.364 + 0 = 1621.36 \text{ kN}$$

**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 :

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



$$HEB\ 240 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_V = 102\ cm^2 \\ W_V = 938\ cm^3 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{naissance} = \frac{2162.980}{102 \times 10^{-4}} + \frac{283.039}{938 \times 10^{-6}} = 513804.19\ kN / m^2$$

$$\sigma_{naissance} = 513804.19\ kN / m^2 > \sigma_e = 240000\ kN / m^2$$

Le profilé ne vérifie pas ; donc on procède à l'ajout de deux platines pour rigidifier la section de l'HEB de dimensions (2X20 cm)

• **Calcul du moment d'inertie de la section totale (profilé + les deux platines) :**

$$I_{xx} = I_{x1} + I_{x2} + I_{x3}$$

$$I_{x1} = \frac{b_1 h_1^3}{12} + S_1 y_1^2$$

$$I_{x1} = \frac{(0.01)(0.206)^3}{12} + (0.01)(0.206)(0)^2 = 7.84 \times 10^{-6}\ m^4$$

$$I_{x1} = 7.28 \times 10^{-6}\ m^4$$

$$I_{x1} = \frac{b_2 h_2^3}{12} + S_2 y_2^2$$

$$I_{x2} = \frac{(0.24)(0.017)^3}{12} + (0.017)(0.24) \left( \frac{0.206}{2} + \frac{0.017}{2} \right)^2 = 5.079 \times 10^{-5}\ m^4$$

$$I_{x3} = 5.079 \times 10^{-5}\ m^4$$

$$I_{xx} = 2(5.079 \times 10^{-5}) + 7.284 \times 10^{-6} = 1.126 \times 10^{-4}\ m^4$$

$$I_{xx} = 1.126 \times 10^{-4}\ m^4$$

$$I_p = 2 \left( \frac{bh^3}{12} + S y^2 \right)$$

$$I_p = 2 \left( \frac{(0.02)(0.20)^3}{12} + (0.02)(0.20)(0.0025)^2 \right) = 2.67 \times 10^{-5}\ m^4$$

$$I_{x2} = 5.079 \times 10^{-5}\ m^4$$

$$I_{x3} = \frac{b_3 h_3^3}{12} + S_3 y_3^2$$

$$I_{x3} = \frac{(0.24)(0.017)^3}{12} + (0.017)(0.24) \left( - \left( \frac{0.206}{2} + \frac{0.017}{2} \right) \right)^2 = 5.079 \times 10^{-5}\ m^4$$

$$I_{xxt} = I_{xx} + I_p$$

$$I_{xxt} = 1.126 \times 10^{-4} + 2.67 \times 10^{-5} = 1.393 \times 10^{-4}\ m^4$$

$$I_{xxt} = 1.393 \times 10^{-4}\ m^4$$

$$A_{ST} = A_S + A_{SP}$$

$$A_{ST} = 102 \times 10^{-4} + 2(20 \times 2) \times 10^{-4} = 182 \times 10^{-4} m^2$$

$$W = \frac{I_{xxt}}{z}$$

$$W = \frac{1.393 \times 10^{-4}}{0.12} = 1.166 \times 10^{-3} m^3$$

$$W = 1.166 \times 10^{-3} m^3$$

$$HEB 240 + platines \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_V = 182 cm^2 \\ W_V = 1166 cm^3 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{naissance} = \frac{2162.980}{182 \times 10^{-4}} + \frac{283.039}{1166 \times 10^{-6}} = 361478.33 kN / m^2$$

$$\sigma_{naissance} = 361478.33 kN / m^2 > \sigma_e = 240000 kN / m^2$$

$$HEB 300 + platines \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_V = 237.5 cm^2 \\ W_V = 1944 cm^3 \end{array} \right\}$$

$$I_{xxt} = I_{xx} + I_p$$

$$I_{xxt} = 2.517 \times 10^{-4} + 2.67 \times 10^{-5} = 2.9 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_{xxt} = 2.9 \times 10^{-4} m^4$$

$$A_{ST} = A_S + A_{SP}$$

$$A_{ST} = 149 \times 10^{-4} + 2(2 \times 22) \times 10^{-4} = 237 \times 10^{-4} m^4$$

$$A_{ST} = 237 \times 10^{-4} m^4$$

$$W = \frac{I_{xxt}}{z}$$

$$W = \frac{2.9 \times 10^{-4}}{15 \times 10^{-2}} = 1933 \times 10^{-3} m^3$$

$$W = 1933 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{naissance} = \frac{2162.980}{237.5 \times 10^{-4}} + \frac{283.039}{1933 \times 10^{-6}} = 237497.56 kN / m^2$$

$$\sigma_{naissance} = 237497.56 kN / m^2 < \sigma_e = 240000 kN / m^2 \quad \text{Vérfié}$$

**Lorsque a = 0.5 m:**

$$Q_0 = \frac{1}{2} \left( \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right)$$

$$Q_0 = \frac{1}{2} (348.6) = 174.3 kN / m^2$$

$$Q_0 = 174.3 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\Delta G = \frac{1}{2} \left( \frac{f_k \times l_k}{3} \gamma_h \right)$$

$$\Delta G = \frac{1}{2} \left( \frac{2.56 \times 8.868}{3} 20 \right) = 75.673 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$\Delta G = 75.673 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$p_v = \frac{174.3 \times 8.868 + 75.673}{8.642} = 187.614 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$p_v = 187.614 \text{ kN} / \text{ml}$$

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

$$e_0 = 348.6 \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times 20 \sqrt{\text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)} = 142.915 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$e_0 = 142.915 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$e_1 = (H + f) \gamma_h \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2C \sqrt{\text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)}$$

$$e_1 = [(5.5 + 3.5 + 3 + 4.93 + 2.495) \times 20] \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times 20 \sqrt{\text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)}$$

$$e_1 = 162.477 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2}$$

$$e = \frac{142.915 + 162.477}{2} = 152.696 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$e = 152.696 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_h = \frac{1}{2} \left( e \frac{f_k}{f} \right)$$

$$P_h = 152.696 \frac{2.56}{2.495} \times \frac{1}{2} = 78.337 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$P_h = 78.337 \text{ kN} / \text{ml}$$

Les réactions d'appuis seront :

### 1. Sous charges verticales :

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

$$M_v = 0.01010 \times 187.614 \times (8.642)^2 = 141.519 \text{ kN.m}$$

$$M_v = 141.519 \text{ kN.m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

$$H_v = 0.4415 \times 187.614 \times 8.642 = 715.83 \text{ kN}$$

$$H_v = 715.83 \text{ kN}$$

$$V_v = P_v \frac{l}{2}$$

$$V_v = 187.614 \times \frac{8.642}{2} = 810.68 \text{ kN}$$

$$V_v = 810.68 \text{ kN}$$

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

$$N_v = \sqrt{(715.83)^2 + (810.68)^2} = 1081.47 \text{ kN}$$

## 2. Sous charges horizontales:

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

$$M_h = -0.01010 \times 78.337 \times (8.642)^2 = -59.09 \text{ kN.m}$$

$$H_h = \beta_h P_h l$$

$$H_h = -0.1749 \times 78.337 \times 8.642 = -118.40 \text{ kN}$$

$$V_h = 0$$

Les sollicitations cumulées seront:

$$M_f = M_v + M_h$$

$$H_f = H_v + H_h$$

$$V_f = V_v + V_h$$

$$H_f = 715.83 - 118.405 = 597.42 \text{ kN} \quad \text{et} \quad M_f = 141.519 - 59.090 = 82.42 \text{ kN.m}$$

$$V_f = 810.68 + 0 = 810.68 \text{ kN}$$

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

$$HEB240 + \text{platines} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_v = 182 \text{ cm}^2 \\ W_v = 1166 \text{ cm}^3 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{naissance} = \frac{1081.478}{182 \times 10^{-4}} + \frac{141.519}{1166 \times 10^{-6}} = 180793.22 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{naissance} = 180793.22 \text{ kN / m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

$$HEB260 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_v = 118 \text{ cm}^2 \\ W_v = 1148 \text{ cm}^3 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{naissance} = \frac{1081.478}{118 \times 10^{-4}} + \frac{141.519}{1148 \times 10^{-6}} = 214925.06 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{naissance} = 214925.06 \text{ kN / m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

## B- Cas dynamique :

### Sous la combinaison « 1,2G » :

Les réactions d'appuis seront :

**1. Sous charges verticales :**

$$M_V = \alpha_m (1.2P_V) l^2$$

$$M_V = 0.01010 \times (1.2 \times 375.229) \times (8.642)^2 = 339.64 \text{ kN.m}$$

$$H_V = \alpha_h (1.2P_V) l$$

$$H_V = 0.4415 \times (1.2 \times 375.229) \times 8.642 = 1718 \text{ kN}$$

$$V_V = (1.2P_V) \frac{l}{2}$$

$$V_V = (1.2 \times 375.229) \times \frac{8.642}{2} = 1945.63 \text{ kN}$$

$$N_V = \sqrt{H_V^2 + V_V^2}$$

$$N_V = \sqrt{(1718)^2 + (1945.63)^2} = 1933.13 \text{ kN}$$

**2. Sous charges horizontales:**

$$M_h = \beta_m (1.2P_h) l^2$$

$$M_h = -0.01010 \times (1.2 \times 156.67) \times (8.642)^2 = -141.81 \text{ kN.m}$$

$$H_h = \beta_h (1.2P_h) l$$

$$H_h = -0.1749 \times (1.2 \times 156.67) \times 8.642 = -284.16 \text{ kN}$$

$$V_h = 0$$

$$M_f = M_V + M_h$$

$$H_f = H_V + H_h$$

$$V_f = V_V + V_h$$

$$M_f = 339.64 - 141.81 = 197.83 \text{ kN.m}$$

$$H_f = 1718 - 284.16 = 1433 \text{ kN}$$

$$V_f = 1945.63 + 0 = 1945.63 \text{ kN}$$

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_V}{A_V} \pm \frac{M_V}{W_V} < 1.33\sigma_e$$

$$HEB 300 + platines \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_V = 237.5 \text{ cm}^2 \\ W_V = 1944 \text{ cm}^3 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{naissance} = \frac{1933.13}{237 \times 10^{-4}} + \frac{339.64}{1944 \times 10^{-6}} = 256278.6 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{naissance} = 185028.16 \text{ kN / m}^2 < 1.33 \times 240000 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{naissance} = 256278.6 \text{ kN / m}^2 < 319200 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

La contrainte est vérifiée, donc on adoptera ce profilé pour toute la suite des calculs

**VIII.2.1.1 Portance maximale du soutènement  $\bar{P}$  :**

$$\bar{P} = P_V \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$$

$$\bar{P} = P_V \frac{\sigma_e}{\sigma_s} : \text{Pour l'acier du profilé.}$$

$$\bar{P} = P_V \frac{f_{bu}}{\sigma_{bc}} : \text{Pour le béton projeté.}$$

**1. Pour l'acier du profilé:**

$$\bar{P} = 375.22 \frac{240000}{208695.65} = 431.50 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**2. Pour le béton projeté:**

$$\bar{P} = 375.22 \frac{14710}{15000} = 367.96 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**VIII.2.1.2 Calcul du module de réaction élastique du sol:**

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

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

Avec :

$$E = 100 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{2}{3}$$

**a) Module de réaction élastique horizontale :**

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

a = m = 5.12 m (hauteur du cintre)

$$E_M = \alpha E$$

$$E_M = \frac{2}{3}(100) = 66.67 \text{ Mpa}$$

$$\frac{1}{K_h} = \frac{1}{66.67 \times 10^3} \left[ \frac{\frac{2}{3}(5.12)}{2} + 0.133(9 \times 5.12)^{0.67} \right] = 5.16 \times 10^{-5} \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$K_h = 19343.53 \text{ kN} / \text{m}^2$$

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

Pour un espacement de 1 mètre entre cintres :  $K_h = 19343.53 \text{ kN} / \text{ml}$

**b) Module de réaction élastique verticale :**

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

$$a = b = 9.69 \text{ m}$$

$$\frac{1}{K_v} = \frac{1}{66.67 \times 10^3} \left[ \frac{\frac{2}{3}(9.69)}{2} + 0.133(9 \times 9.69)^{0.67} \right] = 8.85 \times 10^{-5} \text{ kN / m}^2$$

$$K_v = 17094.01 \text{ kN / m}^2$$

Le module de réaction vertical linéique est égal à :  $K_v = 17094.01 \text{ kN / ml}$

### VIII.2.1.3 Réparation des efforts sur les éléments de soutènement:

#### • Rigidité du cintre métallique:

$$HEB 300 + \text{platines} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_v = 237 \text{ cm}^2 \\ W_v = 1944 \text{ cm}^3 \end{array} \right\}$$

#### a) à la compression:

$$E_s = 2.1 \times 10^8 \text{ kN / m}^2$$

$$A_{s'} = \frac{A_s}{a}$$

$$a = 1 \text{ m}$$

$$E_s A_{s'} = \frac{E_s A_s}{a} = \frac{237 \times 10^{-4} \times 2.1 \times 10^8}{1} = 4.97 \times 10^6 \text{ kN}$$

#### b) à la flexion :

$$E_s I_{s'} = \frac{E_s I_s}{a}$$

$$I_{s'} = \frac{I_s}{a}$$

$$I_s = 2.9 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_s I_{s'} = \frac{2.1 \times 10^8 \times 2.9 \times 10^{-4}}{1} = 2.78 \times 10^4 \text{ kN}$$

#### • Rigidité de la voûte en béton projeté :

#### a) à la compression:

$$E_b A_{b'} = \frac{E_b A_b}{a} = \frac{E_b}{a} (a \times d_1) = d_1 E_b = \theta_N E_s A_s$$

$$\theta_N = \frac{E_b A_{b'}}{E_s A_s}$$

$$\theta_N = \frac{E_b \times d_1}{E_s \times A_{s'}}$$

$$E_b = 1100 f_{cj}$$

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

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j + 1)$$

$$f_{cj} = 0.685 \times 25 \log(28 + 1) = 25.043 \text{ MPa}$$

$$E_b = 1100 \times 25.043 = 27547.92 \text{ MPa}$$

$$\theta_N = \frac{27547.92 \times 0.2}{2.1 \times 10^8 \times 237 \times 10^{-4}} = 0.011$$

**b) à la flexion**

$$E_b I_{b'} = \frac{E_b I_b}{a} = \frac{E_b}{a} \times \frac{ad_1^3}{12} = E_b \frac{d_1^3}{12} = \theta_M E_s I_s'$$

$$\theta_M = \frac{E_b I_{b'}}{E_s I_s'}$$

$$\theta_M = \frac{E_b d_1^3}{12 (E_s I_s')}$$

$$\theta_M = \frac{27547.92 \times (0.2)^3}{12 (2.78 \times 10^4)} = 0.0067$$

#### VIII.2.1.4 Rigidité du soutènement provisoire:

##### Vérification des contraintes :

##### 1. Sous la combinaison « G » :

##### a) à la compression:

Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement:

##### • Dans les cintres:

$$M_s = \frac{3}{3 + \theta_M} M$$

$$N_s = \frac{3}{3 + \theta_N} N$$

$$T_s = \frac{3}{3 + \theta_N} T$$

##### • Dans le béton projeté:

$$M_{bt} = \frac{\theta_M}{3 + \theta_M} M$$

$$N_{bt} = \frac{\theta_N}{3 + \theta_N} N$$

$$T_{bt} = \frac{\theta_N}{3 + \theta_N} T$$

#### VIII.2.1.4.1 Dans les cintres:

##### • En pieds droits :

L'effort normal maximum et le moment dans les cintres:

$$M = 30.47 \text{ kN.m}$$

$$N_{\max} = 2946.56 \text{ kN}$$



$$M_s = \frac{3}{3+0.0067}(16.04) = 16 \text{ kN.m}$$

$$N_s = \frac{3}{3+0.011}(2946.56) = 2935.79 \text{ kN}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_s = \gamma_f \left( \frac{N_s}{A_{HEB\ 300}} - \frac{M_s}{W_{HEB\ 300}} \right)$$

$$\sigma_s = \frac{4}{3} \left( \frac{2935.79}{237 \times 10^{-4}} - \frac{16}{1944 \times 10^{-6}} \right) = 154190.35 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{naissance} = 154190.35 \text{ kN / m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**Fibre comprimée:**

$$\sigma_s = \frac{4}{3} \left( \frac{2935.79}{237 \times 10^{-4}} + \frac{16}{1944 \times 10^{-6}} \right) = 176138.22 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{naissance} = 176138.22 \text{ kN / m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

• **En voûte :**

**1<sup>er</sup> cas :**

Le moment maximum et l'effort normal dans les cintres:

$$N = 864.04 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 121.50 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{3}{3+0.0066}(121.5) = 121.23 \text{ kN.m}$$

$$N_s = \frac{3}{3+0.011}(864.04) = 860.88 \text{ kN}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_s = \frac{4}{3} \left( \frac{860.88}{237 \times 10^{-4}} - \frac{121.23}{1944 \times 10^{-6}} \right) = -34716.08 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_s = |-34716.08| \text{ kN / m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**Fibre comprimée:**

$$\sigma_s = \frac{4}{3} \left( \frac{860.88}{237 \times 10^{-4}} + \frac{121.23}{1944 \times 10^{-6}} \right) = 131580.21 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{naissance} = 131580.21 \text{ kN / m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

L'effort normal maximum et le moment dans les cintres:

$$N_{\max} = 2691.63 \text{ kN}$$

$$M = 30.47 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{3}{3+0.0067}(30.47) = 29.80 \text{ kN.m}$$

$$N_s = \frac{3}{3+0.011}(2691.63) = 2681.79 \text{ kN}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_s = \frac{4}{3} \left( \frac{2681.79}{237 \times 10^{-4}} - \frac{29.80}{1944 \times 10^{-6}} \right) = 130435.68 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{naissance} = 130435.68 \text{ kN / m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**Fibre comprimée:**

$$\sigma_s = \frac{4}{3} \left( \frac{2681.79}{237 \times 10^{-4}} + \frac{29.80}{1944 \times 10^{-6}} \right) = 171313.58 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{naissance} = 171313.58 \text{ kN / m}^2 < \sigma_e = 240000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

#### VIII.2.1.4.2 Dans Le béton:

$$M_{bt} = \frac{\theta_M}{3 + \theta_M} M$$

$$N_{bt} = \frac{\theta_N}{3 + \theta_N} N$$

$$T_{bt} = \frac{\theta_N}{3 + \theta_N} T$$

• **En pieds droits :**

L'effort normal maximum et le moment dans les cintres:

$$N_{\max} = 2946.56 \text{ kN}$$

$$M = 16.04 \text{ kN.m}$$

$$M_{bt} = \frac{0.0067}{3 + 0.0067} (16.04) = 0.035 \text{ kN.m}$$

$$N_{bt} = \frac{0.011}{3 + 0.011} (2946.56) = 10.76 \text{ kN}$$

**Vérification de 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 :

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

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

b : largeur de la section de béton projeté.

h : l'épaisseur de la section de béton projeté

$A_s = 6 \text{ 8} = 3.02 \text{ cm}^2$  (section d'acier en treillis soudé 15x15cm<sup>2</sup>, 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.

$$\sigma_b = \gamma \left( \frac{N_b}{A_b} \pm \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{bu}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.18 \text{ m}$$

$$d = 0.16 \text{ m}$$

$$A_s = 6\phi 8 = 6 \frac{3.14(0.008)^2}{4} = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.02 \text{ cm}^2$$

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

$$I_{eq} = 5.08 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

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

$$A_{eq} = 0.1845 \text{ m}^2$$

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

$$\gamma_b = 1.35$$

$$F_{bu} = 0.85 \frac{F_{c28}}{\gamma_s}$$

$$F_{bu} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

**ELU:****Fibre comprimée:**

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

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{10.76}{1 \times 0.18} + \frac{0.035}{0.0054} \right) = 89.43 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 89.43 \text{ kN / m}^2 < F_{bu} = 14170 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{240000}{1.15} = 208695.65 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{10.76}{0.1845} - \frac{0.035}{0.0056} \right) = 70.28 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = |-39.63| \text{ kN / m}^2 < \sigma_s = 208695.65 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**ELS:****Fibre comprimée:**

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A} + \frac{M_b}{W} \right) < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6(25) = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{10.76}{1 \times 0.18} + \frac{0.035}{0.0054} \right) = 89.43 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 89.43 \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma}_{bc} = 15000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{10.76}{0.1845} - \frac{0.035}{0.0056} \right) = 70.28 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = |-39.63| \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma}_s = 201630 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

• **En Voûte :**

**1<sup>er</sup> cas :**

Le moment maximum et l'effort normal correspondant

$$N = 864.04 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 121.50 \text{ kN.m}$$

$$M_{bt} = \frac{0.0067}{3 + 0.0067} (121.50) = 0.26 \text{ kN.m}$$

$$N_{bt} = \frac{0.011}{3 + 0.011} (864.04) = 3.15 \text{ kN}$$

**ELU:**

**Fibre comprimée:**

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

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{3.15}{1 \times 0.18} + \frac{0.26}{0.0054} \right) = 88.66 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 88.66 \text{ kN / m}^2 < F_{bu} = 14170 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{3.15}{0.1845} - \frac{0.26}{0.0056} \right) = -39.63 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = |-39.63| \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma}_s = 208695.65 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**ELS:**

**Fibre comprimée:**

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A} + \frac{M_b}{W} \right) < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{3.15}{1 \times 0.18} + \frac{0.26}{0.0054} \right) = 88.66 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 88.66 \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 15000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{3.15}{0.1845} - \frac{0.26}{0.0056} \right) = -39.63 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 56.98 \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma_s} = 201630 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

L'effort normal maximum et le moment dans les cintres:

$$N_{\max} = 2691.63 \text{ kN}$$

$$M = 30.47 \text{ kN . m}$$

$$M_{bt} = \frac{0.0067}{3 + 0.0067} (30.47) = 0.067 \text{ kN . m}$$

$$N_{bt} = \frac{0.011}{3 + 0.011} (2691.63) = 9.83 \text{ kN}$$

**ELU:**

**Fibre comprimée:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{9.83}{1 \times 0.18} + \frac{0.067}{0.0054} \right) = 90.47 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 90.47 \text{ kN / m}^2 < F_{bu} = 14170 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{9.83}{1 \times 0.18} - \frac{0.067}{0.0054} \right) = 56.98 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 56.98 \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma_s} = 208695.65 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**ELS:**

**Fibre comprimée:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{9.83}{1 \times 0.18} + \frac{0.067}{0.0054} \right) = 90.47 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 90.47 \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 15000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{9.83}{1 \times 0.18} - \frac{0.067}{0.0054} \right) = 56.98 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 56.98 \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma_s} = 201630 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**Sous la combinaison «1.2 G » :**

**a) à la compression:**

**1. Dans l'acier :**

•En pieds droits :

Le moment maximum et l'effort normal dans les cintres:

$$M = 19.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{\max} = 3535.87 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{3}{3+0.0066}(19.25) = 19.20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_s = \frac{3}{3+0.011}(3535.87) = 3522.95 \text{ kN}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_s = \gamma_f \left( \frac{N_s}{A_{HEB\ 300}} \mp \frac{M_s}{W_{HEB\ 300}} \right)$$

$$\sigma_s = \frac{4}{3} \left( \frac{3522.95}{237 \times 10^{-4}} - \frac{19.20}{1944 \times 10^{-6}} \right) = 185028.16 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = 185028.16 \text{ kN} / \text{m}^2 < 1.33 \times 240000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = 185028.16 \text{ kN} / \text{m}^2 < 319200 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**Fibre comprimée:**

$$\sigma_s = \frac{4}{3} \left( \frac{3522.95}{237 \times 10^{-4}} + \frac{19.20}{1944 \times 10^{-6}} \right) = 211365.61 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = 211365.61 \text{ kN} / \text{m}^2 < 319200 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

• **En voûte :**

**1<sup>er</sup> cas :**

Le moment maximum et l'effort normal dans les cintres:

$$N = 1015.80 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 145.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_s = \frac{3}{3+0.0067}(145.80) = 145.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_s = \frac{3}{3+0.011}(1015.80) = 1012.08 \text{ kN}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_s = \frac{4}{3} \left( \frac{1012.08}{237 \times 10^{-4}} - \frac{145.08}{1944 \times 10^{-6}} \right) = -32126.45 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = |-32126,45| \text{ kN} / \text{m}^2 < 319200 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**Fibre comprimée:**

$$\sigma_s = \frac{4}{3} \left( \frac{1012.08}{237 \times 10^{-4}} + \frac{145.08}{1944 \times 10^{-6}} \right) = 117534.03 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = 117534.03 \text{ kN} / \text{m}^2 < 319200 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

L'effort normal maximum et le moment dans les cintres

$$N_{\max} = 3229.12 \text{ kN}$$

$$M = 36.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_s = \frac{3}{3+0.0067}(36.43) = 36.34 \text{ kN.m}$$

$$N_s = \frac{3}{3+0.011}(3229.12) = 3217.32 \text{ kN}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_s = \frac{4}{3} \left( \frac{3217.32}{237 \times 10^{-4}} - \frac{36.34}{1944 \times 10^{-6}} \right) = 156077.97 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{naissance} = 156077.97 \text{ kN / m}^2 < 319200 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**Fibre comprimée:**

$$\sigma_s = \frac{4}{3} \left( \frac{3217.32}{237 \times 10^{-4}} + \frac{36.34}{1944 \times 10^{-6}} \right) = 205927.08 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{naissance} = 205927.08 \text{ kN / m}^2 < 319200 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**2. Dans le béton :**

• **En pieds droits :**

$$N_{\max} = 3535.87 \text{ kN}$$

$$M = 19.25 \text{ kN.m}$$

$$M_{bt} = \frac{0.0067}{3+0.0067}(19.25) = 0.042 \text{ kN.m}$$

$$N_{bt} = \frac{0.011}{3+0.011}(3535.87) = 12.17 \text{ kN}$$

**ELU:**

**Fibre comprimée:**

$$\sigma_b = \gamma \left( \frac{N_b}{A_b} \pm \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{bu}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{12.17}{1 \times 0.18} + \frac{0.042}{0.0054} \right) = 101.78 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 101.78 \text{ kN / m}^2 < F_{bu} = 14170 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{12.17}{0.1845} - \frac{0.042}{0.0056} \right) = 78.92 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 78.92 \text{ kN / m}^2 < \sigma_s = 208695.65 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**ELS:**

**Fibre comprimée:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{12.17}{1 \times 0.18} + \frac{0.042}{0.0054} \right) = 101.78 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 101.78 \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma}_{bc} = 15000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifié}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{12.17}{0.1845} - \frac{0.042}{0.0056} \right) = 78.92 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = |-50.07| \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma_s} = 201630 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**En voûte:****1<sup>er</sup> cas:**

Le moment maximum et l'effort normal dans les cintres:

$$N = 1015.24 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 145.80 \text{ kN . m}$$

$$M_{bt} = \frac{0.0067}{3 + 0.0067} (145.80) = 0.32 \text{ kN . m}$$

$$M_{bt} = 0.32 \text{ kN . m}$$

$$N_{bt} = \frac{0.011}{3 + 0.011} (1015.24) = 3.70 \text{ kN}$$

$$N_{bt} = 3.70 \text{ kN}$$

**ELU:****Fibre comprimée:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{3.70}{1 \times 0.18} + \frac{0.32}{0.0054} \right) = 79.80 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 79.80 \text{ kN / m}^2 < F_{bu} = 14170 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{3.7}{0.1845} - \frac{0.32}{0.0056} \right) = -50.07 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = |-50.07| \text{ kN / m}^2 < \sigma_s = 208695.65 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**ELS:****Fibre comprimée:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{3.7}{1 \times 0.18} + \frac{0.32}{0.0054} \right) = 79.80 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 79.80 \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 15000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{3.7}{0.1845} - \frac{0.32}{0.0056} \right) = -50.07 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = |-50.07| \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma_s} = 201630 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

L'effort normal maximum et le moment dans les cintres:

$$N_{\max} = 3229.12 \text{ kN}$$

$$M = 36.43 \text{ kN . m}$$

$$M_{bt} = \frac{0.0067}{3 + 0.0067} (36.34) = 0.08 \text{ kN . m}$$

$$N_{bt} = \frac{0.011}{3 + 0.011} (3229.12) = 11.79 \text{ kN}$$

**ELU:****Fibre comprimée:**



$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{11.79}{1 \times 0.18} + \frac{0.08}{0.0054} \right) = 108.46 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 108.46 \text{ kN / m}^2 < F_{bu} = 14170 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{11.79}{1 \times 0.18} - \frac{0.08}{0.0054} \right) = 68.46 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 68.46 \text{ kN / m}^2 < \sigma_s = 208695.65 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**ELS:**

**Fibre comprimée:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{11.79}{1 \times 0.18} + \frac{0.08}{0.0054} \right) = 108.46 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 108.46 \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma}_{bc} = 15000 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

**Fibre tendue:**

$$\sigma_b = 1.35 \left( \frac{11.79}{0.1845} - \frac{0.08}{0.0056} \right) = 66.97 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_b = 66.97 \text{ kN / m}^2 < \overline{\sigma}_s = 201630 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

#### VIII.2.1.4 Vérification au cisaillement :

**a) Vérification du cintre au cisaillement :**

$$\tau < \gamma_f \frac{T \times a \times S}{I \times \delta} < \frac{\sigma_e}{1.54}$$

$I_x$  : Moment d'inertie du profilé.

$S$  : Moment statique de la demi-section suivant x

$\delta$  : Epaisseur de lame du profilé.

$$T_s^{\max} = \frac{3}{3 + \theta_N} T$$

Moment statique de la demi-section suivant x :

$$S_{xx} = A_1 y_1 + A_2 y_2$$

$$A_1 = (30 \times 1.9) = 57 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (14.05 \times 1.1) = 15.45 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 14.05 \text{ m}$$

$$y_2 = 5.05 \text{ m}$$

$$S_{xx} = (57 \times 14.05) + (15.45 \times 5.05) = 878.87 \text{ cm}^3$$

**1. Sous la combinaison « G »:**

$$T_s^{\max} = \frac{3}{3 + \theta_N} T$$

$$T_s^{\max} = \frac{3}{3 + 0.011} (414.71) = 413.19 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \left( \frac{413.19 \times 878.87 \times 10^{-6} \times 1}{2.9 \times 10^{-4} \times 1.1 \times 10^{-2}} \right) = 151782.77 \text{ kN / m}^2$$

$$\tau = 151782.77 \text{ kN} / \text{m}^2 < \frac{240000}{1.54} = 155844.15 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

## 2. Sous la combinaison « 1.2G » :

$$T_s^{\max} = \frac{3}{3 + \theta_N} T$$

$$T_s^{\max} = \frac{3}{3 + 0.011} (497.65) = 495.83 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{4}{3} \left( \frac{495.83 \times 878.87 \times 10^{-6} \times 1}{2.9 \times 10^{-4} \times 1.1 \times 10^{-2}} \right) = 182141.51 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\tau = 182141.51 \text{ kN} / \text{m}^2 < 1.33 \frac{240000}{1.54} = 207272.72 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

## b) Vérification du béton projeté au cisaillement :

$$\tau = \frac{T_b^{\max}}{ad} \leq \bar{\tau}_u$$

### 1. Sous la combinaison « G » :

$$d = \frac{9}{10} h = 16 \text{ cm} \text{ (Hauteur utile de la section)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$T_b^{\max} = \frac{\theta_N}{3 + \theta_N} T$$

$$T_b^{\max} = \frac{0.011}{3 + 0.011} (414.71) = 1.51 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{1.51}{1 \times 0.16} = 9.46 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\tau = 9.46 \leq \bar{\tau}_u = 2500 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

### 2. Sous la combinaison « 1.2G » :

$$T_b^{\max} = \frac{0.011}{3 + 0.011} (497.65) = 1.81 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{1.81}{1 \times 0.16} = 11.33 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\tau = 11.36 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq \bar{\tau}_u = 2500 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

## c) 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 :

On utilise les boulons de type HR 8  $\phi$  27

$$A_r = 561 \text{ mm}^2 \quad (\text{Section de la partie filetée})$$

$$\sigma_{eb} = 640000 \text{ kN / m}^2 \quad (\text{Limite d'élasticité des boulons})$$

$$T_b \leq T_a = 1.1 \varphi_0 (N_0 - N_N)$$

$\varphi$ : Coefficient de frottement pour une surface simplement brossée.

$$N_0 = 0.8 \sigma_{eb} A_r$$

$N_0$ : L'effort de précontrainte dans les boulons.

$$N_0 = 0.8 \times 640000 \times 561 \times 10^{-6} = 287.23 \text{ kN}$$

$$N_N = \frac{N_s^{\max}}{n} = \frac{2945.84}{8} = 368.23 \text{ kN}$$

**L'effort du cisaillement dû à  $T_s^{\max}$  exercé sur chaque boulon:**

**1. Sous la combinaison « G »:**

$$T_b = \frac{T_s^{\max}}{n} = \frac{413.19}{8} = 51.64 \text{ kN}$$

$$T_b \leq T_a = 1.1 \varphi_0 (N_0 - N_N)$$

$51.64 > 1.1 \times 0.3 \times (287.23 - 368.23) = 26.73 \text{ kN}$  Non vérifié, donc on augmente le nombre de boulons ou on change la section de la partie filetée :

On prend HR 8  $\phi$  35

$$A_r = 1074 \text{ mm}^2$$

$$N_0 = 0.8 \times 640000 \times 314 \times 10^{-6} = 160.76 \text{ kN}$$

$$N_0 = 0.8 \times 640000 \times 1074 \times 10^{-6} = 550.22 \text{ kN}$$

$$51.64 < 1.1 \times 0.3 \times (550.22 - 368.23) = 60.05 \text{ kN} \quad \text{Vérifié}$$

**2. Sous la combinaison « 1.2G »:**

$$N_N = \frac{N_s^{\max}}{n} = \frac{3229}{8} = 403.62 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{T_s^{\max}}{n} = \frac{495.83}{8} = 61.97 \text{ kN}$$

$$N_0 = 0.8 \times 1.33 \times 640000 \times 1074 \times 10^{-6} = 731.35 \text{ kN}$$

$$61.97 < 1.1 \times 0.3 \times (731.35 - 403.62) = 108.15 \text{ kN} \quad \text{Vérifié}$$

### VIII.3 CALCUL DES CHARGES AGISSANT SUR LA GALERIE :

**Calcul de la pression verticale active descendante sur la galerie:**

**1. Théorie de BIERBAÜMER:**

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

Section fer à cheval:

$$B = 3 + 2 \times 3.5 \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) = 7.90 \text{ m}$$

$$B = 3 + 2 \times 3.5 \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) = 7.90 \text{ m}$$

La couverture H=18.55m

Coefficient de réparation :

$$\alpha = 1 - \frac{H \operatorname{tg} \varphi K_a}{B}$$

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

$$\alpha = 1 - \frac{18.55 \times \operatorname{tg} 20 \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)}{7.90} = 0.57$$

$$h = \alpha H = 0.57 \times 18.55 = 10.64 \text{ m}$$

$$\sigma_v = 20 \times 10.64 = 212.87 \text{ kN / m}^2$$

## 2. Méthode de TERZAGHI :

La poussée horizontale est donnée par:

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 3.5 + 4.38) = 36.78 \text{ kN / m}^2$$

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

$$H_p = \frac{3}{2 \sin 20} = 4.38 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 3.5 + 4.38) = 36.78 \text{ kN / m}^2$$

Les charges agissant sur la galerie	
Pression verticale	Pression horizontale
$\sigma_v = 212.87 \text{ kN / m}^2$	$\sigma_h = 36.78 \text{ kN / m}^2$

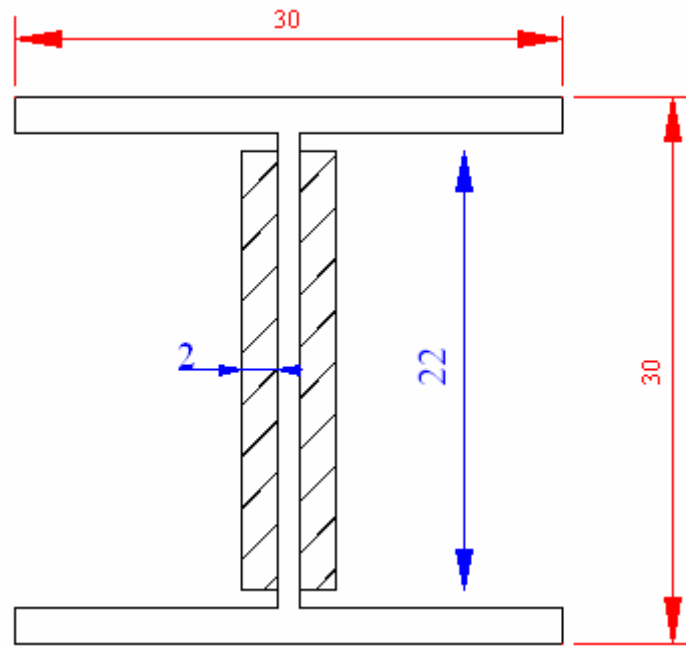


Figure VIII.2 Disposition des deux platines

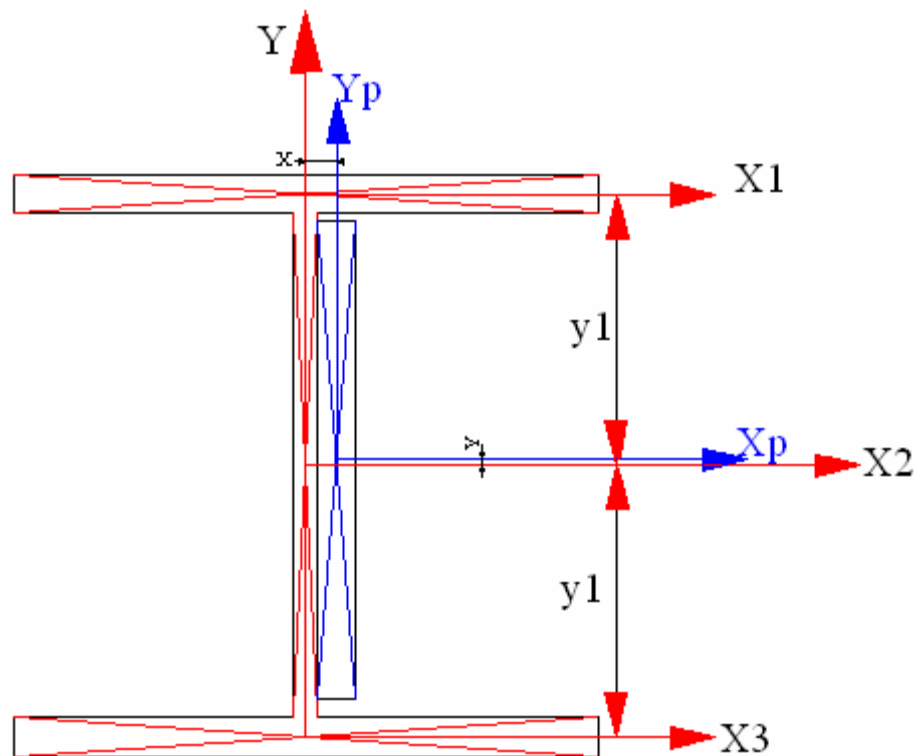
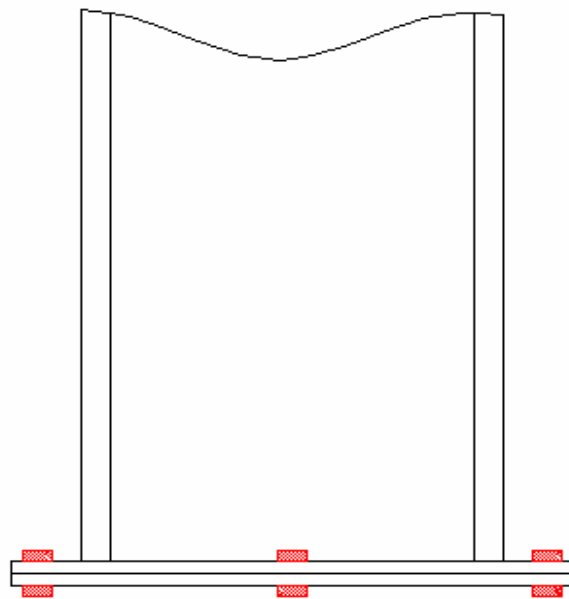
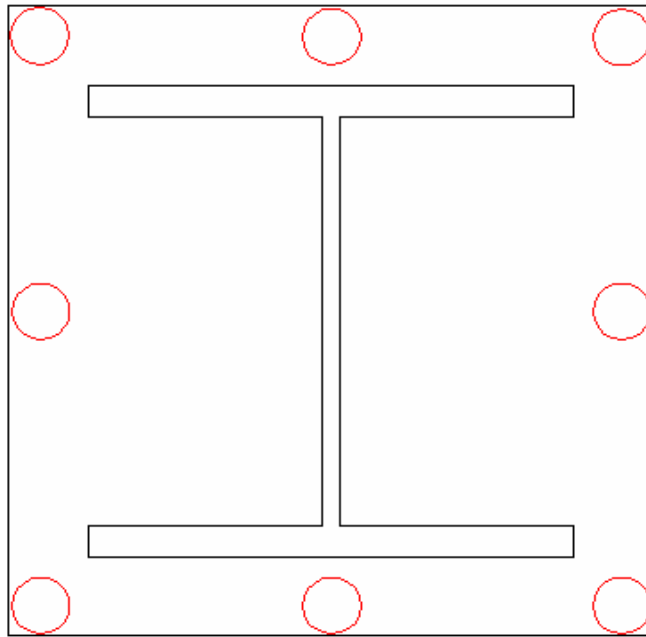


Figure VIII.3 Schéma de calcul des inerties



**Figure VIII.4** Dispositif assemblage du cintre sur la culée de béton

# Chapitre IX

## Calcul du revêtement définitif

### IX.1 Détermination du chargement actif agissant sur le revêtement définitif :

#### IX.1.1 ETUDE STATIQUE :

Selon **TERZAGHI** la largeur de la voûte de décharge B, est calculée en fonction des caractéristiques mécaniques des couches:

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

$$\rightarrow B = 9,76 + 2 \times 8,57tg\left(45 - \frac{20}{2}\right) = 21,76m$$

La couverture H=17,13 m

Le coefficient de poussée active K

La contrainte verticale est donnée par :

**Couche 1:** Argile calcaireuse jaunâtre

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

$$\sigma_{v1} = \frac{(21,76 \times 20 - 2 \times 20)}{2 \times 1 \times tg 20} \left[ 1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 5,5 \times tg 20)}{21,76}} \right] + 10e^{-\frac{(2 \times 1 \times 5,5 \times tg 20)}{21,76}}$$

$$\sigma_{v1} = 123,46 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**Couche 2:** Sable d'oued avec grain et galet

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

$$\sigma_{v2} = \frac{(21,76 \times 20 - 2 \times 0)}{2 \times 1 \times tg 20} \left[ 1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 3,5 \times tg 20)}{21,76}} \right] + 123,46e^{-\frac{(2 \times 1 \times 3,5 \times tg 20)}{21,76}}$$

$$\sigma_{v2} = 175,84 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**Couche 3:** Argile calcaireuse jaunâtre très compacte

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

$$\sigma_{v3} = \frac{(21,76 \times 20 - 2 \times 20)}{2 \times 1 \times tg 20} \left[ 1 - e^{-\frac{(2 \times 1 \times 7,93 \times tg 20)}{21,76}} \right] + 175,84e^{-\frac{(2 \times 1 \times 7,93 \times tg 20)}{21,76}}$$

$$\sigma_{v3} = 261,4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

#### 1. Détermination des charges horizontales:

**Au niveau de la calotte:**

**Couche 3:**

$$C = 0 ; \varphi = 20^\circ ; H = 7,93m$$

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) X_1 X_2 X_3$$

$$\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$$

$K_0$  : Coefficient des terres au repos

$$X_1 = 0,70 ; X_2 = 1,00 ; X_3 = 0,70$$

$$K_0 = (1 - \sin 20) \times 0,70 \times 1,00 \times 0,70 = 0,322$$



$$\sigma_{h1} = 0.322 \times 261.4 = 84.17 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{h1} = 84.17 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**Au niveau de du radier:**

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$$

$$\sigma_{h2} = m\gamma \times K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

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

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

$$\sigma_{h2} = 8.57 \times 20 \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - 2 \times 20\text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 56.03 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_h = 56.03 + 84.17 = 140.20 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**Méthode de TERZAGHI:**

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

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

$$H_p = \frac{9.76}{2 \sin 20} = 14.26 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 8.57 + 14.26) = 111.27 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_h = 111.27 + 0.2(111.27) = 133.52 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**Cas de long terme:**

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v - \frac{C}{\text{tg} \varphi}$$

$$\sigma_h = 0.322 \times 261.4 - \frac{20}{\text{tg} 20} = 29.22 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_h = 29.22 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Pour plus de sécurité, en négligera de préférence la cohésion "C "

$$\sigma_h = 0.322 \times 261.4 - \frac{0}{\text{tg} 20} = 84.17 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_h = 84.17 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**Cas de court terme:**

$$\sigma_h = K_a \sigma_v - 2C\sqrt{K_a}$$

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

$$\sigma_h = 0.49 \times 261.4 - 2 \times 20\sqrt{0.49} = 100.08 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_h = 100.08 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**2. Calcul de la pression active agissant au niveau du radier:**

**Application de la méthode de TSIMBARIÉVITCHÉ:**

**1- Poussé des terres:**

$$P = \sum_{i=1}^3 \gamma_i h_i + q_i$$

$$P = [h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2 + h_3 \gamma_3 + h_4 (\gamma_3 + \gamma_w) + q]$$

$$P = [(5.5 \times 20) + (3.5 \times 20) + (3 \times 20) + 4.93(20 + 10) + 10] = 403.9 \text{ kN / m}^2$$

**2- Coefficient de poussée:**

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

**3- Coefficient de butée:**

$$K_p = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 2.039$$

**4- profondeur Z ou  $e_a = e_b$  :**

$e_a = e_b \rightarrow$  poussée = butée

La formule soviétique expérimentale donne :

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

$$Z = \frac{403.90 \times 0.49 - 2 \times 20 (\sqrt{2.039} - \sqrt{0.49})}{20(2.039 - 0.49)} = 5.45 \text{ m}$$

$$E = E_a - E_b = \frac{\gamma Z}{2} (Z + 2H) K_a - \frac{\gamma Z^2}{2} K_p$$

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

E : Module de déformation.

$$E = \frac{20 \times 5.45}{2} (5.45 + 2 \times 17.13) \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) - \frac{20 \times (5.45)^2}{2} \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{20}{2} \right)$$

$$E = 455.95 \text{ kN / m}^3$$

$$P_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$P_0$  : Pression de terre au repos.

$$P_0 = \frac{2 \times 455.95}{\cos 20} \sin^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) = 319.25 \text{ kN / m}^3$$

$$P_0 = 319.25 \text{ kN / m}^3$$

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

$$Y = \frac{5.45}{\text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)} = 7.78 \text{ m}$$

**La contrainte provoquée sous le radier sera égale à :**

$$\sigma = \frac{P_0}{Y}$$

$$\sigma = \frac{319.25}{7.78} = 41.03 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma = 41.03 \text{ kN / m}^2$$

**Vérification au non soulèvement:**

$$\frac{P_0}{Y} \leq \frac{4C}{1 - \sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$$

$$\frac{319.25}{7.78} \leq \frac{4 \times 20}{1 - \sin 20} (2 + \sin 20) \cos 20$$

$$41.03 \text{ kN / m}^2 \leq 267.56 \text{ kN / m}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

La condition de non soulèvement est vérifiée

Chargement actif agissant sur le revêtement définitif			
Au niveau de la calotte		Au niveau du radier	
Verticale	horizontale	Verticale	horizontale
$\sigma_v = 261.4 \text{ kN / m}^2$	$\sigma_h = 84.17 \text{ kN / m}^2$	$\sigma_v = 41.03 \text{ kN / m}^2$	$\sigma_h = 111.27 \text{ kN / m}^2$

**A) Calcul de la pression vertical 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:

$$B = 2.75 + 2 \times 3.25 \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) = 7.47 \text{ m}$$

La couverture  $H=18.25\text{m}$

Coefficient de réparation :

$$\alpha = 1 - \frac{H \text{tg} \varphi K_a}{B}$$

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

$$\alpha = 1 - \frac{18.25 \times \text{tg} 20 \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)}{7.47} = 0.56$$

$$h = \alpha H = 0.56 \times 18.25 = 10.29 \text{ m}$$

$$\sigma_v = 20 \times 10.29 = 205.96 \text{ kN / m}^2$$

**B) Calcul de la pression horizontale active agissante sur la galerie:**

**Méthode de TERZAGHI :**

La poussée horizontale est donnée par:

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

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

$$H_p = \frac{3}{2 \sin 20} = 4.38 m$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 3.25 + 4.38) = 36.03 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Les charges agissant sur la galerie de reconnaissance	
Verticale	horizontale
$\sigma_v = 205.96 \text{ kN} / \text{m}^2$	$\sigma_h = 36.03 \text{ kN} / \text{m}^2$

### IX.1.2 ETUDE DYNAMIQUE :

#### IX.1.2 .1 1<sup>er</sup> Méthode :

##### • Séisme horizontale ( $SI_H$ ):

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.

A 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 la 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.

##### • Séisme verticale ( $SI_V$ ):

Pour le séisme vertical on admettra une majoration de 20% des charges verticales.

#### IX.1.2 .2 2<sup>eme</sup> Méthode :

##### 1-Formule de NEW MARK:

$$\text{séisme} \Rightarrow \begin{cases} \text{statique} + 0.4 SI_V + SI_H \\ \text{statique} + 0.4 SI_H + SI_V \end{cases}$$

##### 2- Majoration de l'effort normale:

$$\text{séisme} = \text{statique} \pm 0.2 \text{statique} + 0.2 \times 0.4 \text{statique} \begin{cases} 1.28 \text{ statique} \\ 0.88 \text{ statique} \end{cases}$$

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  $\Delta Eh$  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 MAEK**

En définitive la vérification se fera sous un chargement obtenu en majorant de 20% celui obtenu dans le cas statique.

#### Charge agissant sur la structure globale:

1- **Au niveau de la calotte:**  $\sigma_h = 84.17 + 0.2(84.17) = 101 \text{ kN} / \text{m}^2$

$\sigma_v = 313.68 \text{ kN} / \text{m}^2$

2- **Au niveau du radier:**  $\sigma_h = 111.27 + 0.2(111.27) = 133.52 \text{ kN} / \text{m}^2$

$\sigma_v = 41.03 + 0.2(41.03) = 49.23 \text{ kN} / \text{m}^2$

Chargement actif agissant sur le revêtement définitif			
Au niveau de la calotte		Au niveau du radier	
Verticale	horizontale	Verticale	horizontale
$\sigma_v = 313.68 \text{ kN} / \text{m}^2$	$\sigma_h = 101 \text{ kN} / \text{m}^2$	$\sigma_v = 49.23 \text{ kN} / \text{m}^2$	$\sigma_h = 133.52 \text{ kN} / \text{m}^2$

#### Charge agissant sur la galerie :

##### Verticale:

$\sigma_v = 205.96 + 0.2(205.96) = 247.152 \text{ kN} / \text{m}^2$

**Horizontale:**  $\sigma_h = 36.03 + 0.2(36.03) = 43.23 \text{ kN} / \text{m}^2$

Les charges agissant sur la galerie de reconnaissance	
Verticale	horizontale
$\sigma_v = 247.152 \text{ kN} / \text{m}^2$	$\sigma_h = 43.23 \text{ kN} / \text{m}^2$

## IX.2 La valeur des efforts interne dans les sections les plus sollicitée :

## IX.2.1 CAS STATIQUE :

Sous la combinaison « G » :

Elément	Moment fléchissant kN .m		Effort normal kN		Effort tranchant kN
	M <sub>max</sub>		N		
Voûte	M <sub>max</sub>	66,22	N	846,98	453,78
	M	10,25	N <sub>max</sub>	2281,16	79,77
Pied droit	M <sub>max</sub>	4,14	N	2288,97	38,99
	M	1,29	N <sub>max</sub>	2367,70	22,16
Radier	M <sub>max</sub>	328,16	N	2779,75	1512,89
	M	298,11	N <sub>max</sub>	3009,56	1024,90

Sous la combinaison « 1,35G » :

Elément	Moment fléchissant kN .m		Effort normal kN		Effort tranchant kN
	M <sub>max</sub>		N		
Voûte	M <sub>max</sub>	89,4	N	1143,42	612,6
	M	13,84	N <sub>max</sub>	2959,55	107,69
Pied droit	M <sub>max</sub>	5,59	N	3079,56	52,64
	M	2,28	N <sub>max</sub>	3196,4	29,92
Radier	M <sub>max</sub>	443,02	N	3752,67	2042,4
	M	402,45	N <sub>max</sub>	4092,62	1383,6

## IX.2.2 CAS DYNAMIQUE :

Sous la combinaison « 1,2G » :

Elément de revêtement	Moment fléchissant kN .m		Effort normal kN		Effort tranchant kN
	M <sub>max</sub>		N		
Voûte	M <sub>max</sub>	79,47	N	1016,38	544,54
	M	12,3	N <sub>max</sub>	2630,71	95,72
Pied droit	M <sub>max</sub>	4,97	N	2737,39	46,79
	M	2,03	N <sub>max</sub>	2841,25	26,6
Radier	M <sub>max</sub>	393,8	N	3335,70	1814,47
	M	357,73	N <sub>max</sub>	3611,47	1229,89

## IX.3 Ferrailage des différents éléments :

## IX.3.1 FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE GLOBALE :

## 1- Cas statique :

## Sous la combinaison « G » :

Élément de revêtement		ELU		ELS		SECTION	
		N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>		
Voûte	sup	5,3	6,6	5,3	5,6	5T14	
	inf	5,3	6,1	5,3	5,3	5T14	
Pieds droits	sup	5,3	5,3	5,3	5,3	5T12	
	inf	5,3	5,3	5,3	5,3	5T12	
Radier	Zone I	sup	19	21	16	18	5T16+ 2T25
		inf	19	21	16	18	5T16+ 2T25
	Zone II	sup	8,3	8,3	8,3	8,3	5T16
		inf	8,3	8,3	8,3	8,3	5T16

## 2- Cas dynamique :

## Sous la combinaison « 1.2G » :

Élément de revêtement		N <sub>max</sub>		M <sub>max</sub>	SECTION	
Voûte	sup	5,3		5,8	5T14	
	inf	5,3		5,4	5T12	
Pieds droit	sup	5,3		5,3	5T12	
	inf	5,3		5,3	5T12	
Radier	Zone I	sup		17	19	5T16+ 2T25
		inf		17	19	5T16+ 2T25
	Zone II	sup		8,3	8,3	5T16
		inf		8,3	8,3	5T16

## IX.3.2 FERRAILLAGE DE LA GALERIE :

## 1- Cas statique :

Élément de revêtement		ELU		ELS		SECTION
		N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	N <sub>max</sub>	M <sub>max</sub>	
Voûte	sup	13	2,6	11	2,6	5T16 +2T14
	inf	2,6	13	2,6	11	5T16 +2T14
Pied droit	sup	11	11	8,9	8,9	5T16
	inf	7,2	7,2	6,1	6,1	5T14

## 2- Cas dynamique :

Elément de revêtement		$N_{\max}$	$M_{\max}$	SECTION
Voûte	sup	11	2,6	5T16
	inf	2,6	11	5T16
Pieds droits	sup	9,3	9,3	5T16
	inf	6,3	6,3	5T14

## IX.3.3 FERRAILLAGE FINALE DE LA STRUCTURE GLOBALE :

Radier	Zone I	Armature supérieure	5T16 +2T25
		Armature inférieure	5T16 +2T25
	Zone I	Armature supérieure	5T16
		Armature supérieure	5T16

Voûte	Armature supérieure	5T14
	Armature inférieure	5T14

Pied droit	Armature supérieure	5T12
	Armature inférieure	5T12

## IX.3.4 FERRAILLAGE FINAL DE LA GALERIE :

Voûte	Armature supérieure	5T16 +2T14
	Armature inférieure	5T16 +2T14

Pied droit	Armature supérieure	5T16
	Armature inférieure	5T14



## IX.4 Dimension de la section du béton :

## IX.4.1 DIMENSION DE LA SECTION DU BETON (DE LA STRUCTURE GLOBALE):

Elément de revêtement	Dimension de la section	Section (m <sup>2</sup> )
Voûte et pied droit	Hauteur : h= 0,4 m Largeur : b =1 m	0,4 m <sup>2</sup>

Elément de revêtement	Dimension de la section	Section (m <sup>2</sup> )
Radier	Hauteur : h= 0,6 m Largeur : b =1 m	0,6 m <sup>2</sup>

## IX.4.2 DIMENSION DE LA SECTION DU BETON DE LA GALERIE :

Elément de revêtement	Dimension de la section	Section (m <sup>2</sup> )
Voûte et pied droit	Hauteur : h= 0,2 m Largeur : b =1 m	0,2 m <sup>2</sup>

## IX.5 Ferrailage transversal :

La fissuration étant préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90° :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa \right) \rightarrow (BAEL)$$

$$\min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa \right) = \min(2.5 ; 5Mpa) \quad \text{Pour le cas statique}$$

$$\min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa \right) = \min(3.26 ; 5Mpa) \quad \text{Pour le cas dynamique}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{ij} k$$

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1Mpa$$

$$k = 1 - 10 \frac{\sigma}{f_{cj}}$$

$$S_{t \max} = \min(0.9d ; 40cm)$$

On prendra  $S_t = 20\text{cm}$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Elément du revêtement	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	$\tau_0$ (Mpa)	$S_t$ (cm)
Voûte	1.75	3.26	0.084	20
Pieds droits	0.15	3.26	0.092	20
Radier	2.29	3.26	0.456	20

Pour le ferrailage transversal on adoptera des cadres « **T8** » espacées entre elles de « **20cm** »  
**Le coulage de béton** : coulage par plots de 20 m séparés par des joints

#### IX.6 Armatures de répartition :

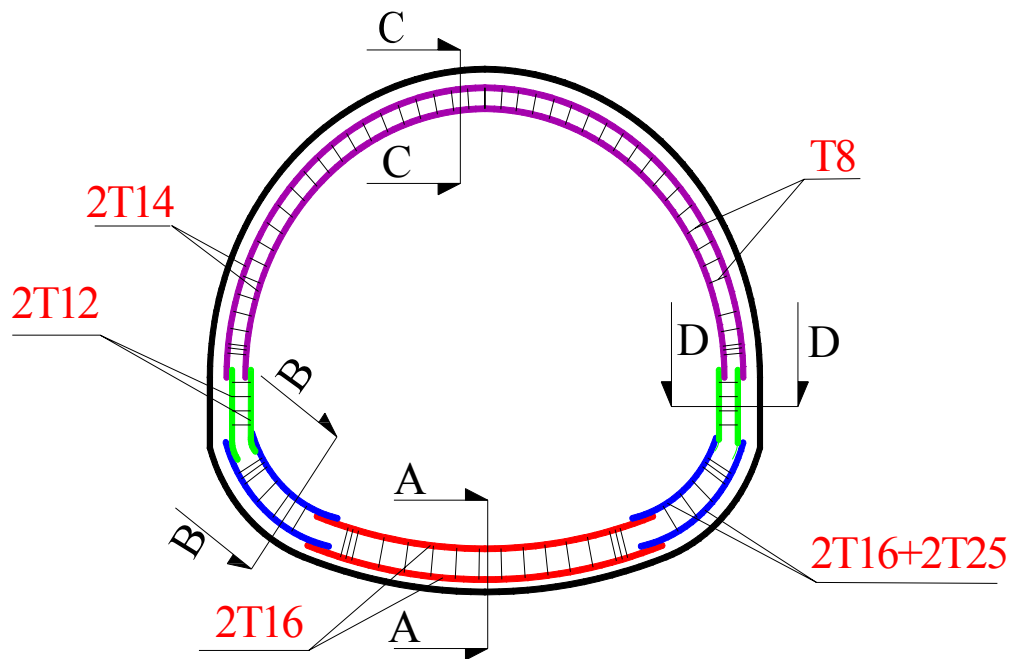
Nous disposerons des armatures de répartition parallèlement à l'axe du tunnel telles que :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{21}{4} = 5.25\text{cm}^2$$

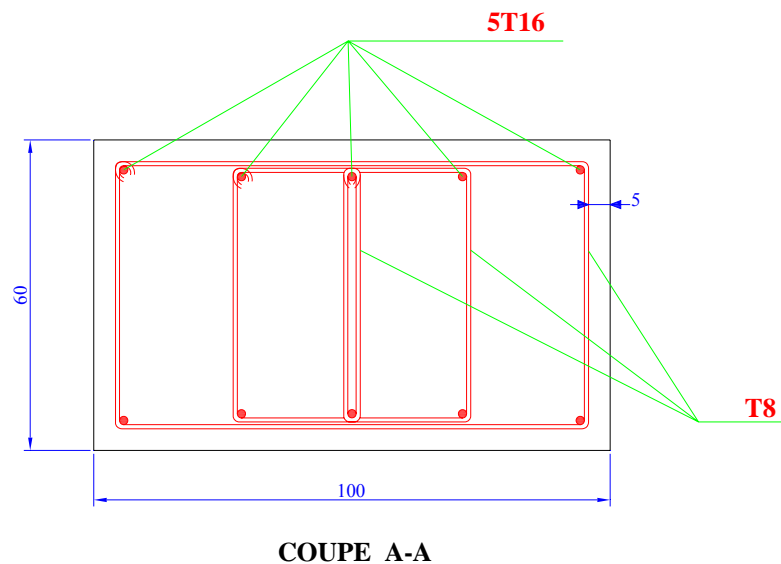
$$\Rightarrow A_r = 4T 14 / ml$$

## IX.7 Schémas de ferrailages du revêtement :

## IX.7.1 SCHEMAS DE FERRAILLAGES DE LA STRUCTURE GLOBALE :



**Figure IX.1** Disposition des armatures dans les différents éléments de la structure globale



**Figure IX.2** Ferrailage du radier (coupe A-A)

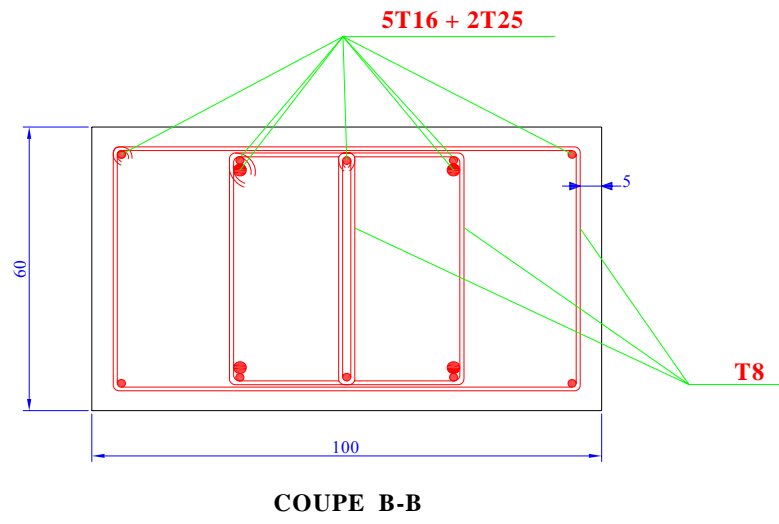


Figure IX.3 Ferrailage du radier (coupe B-B)

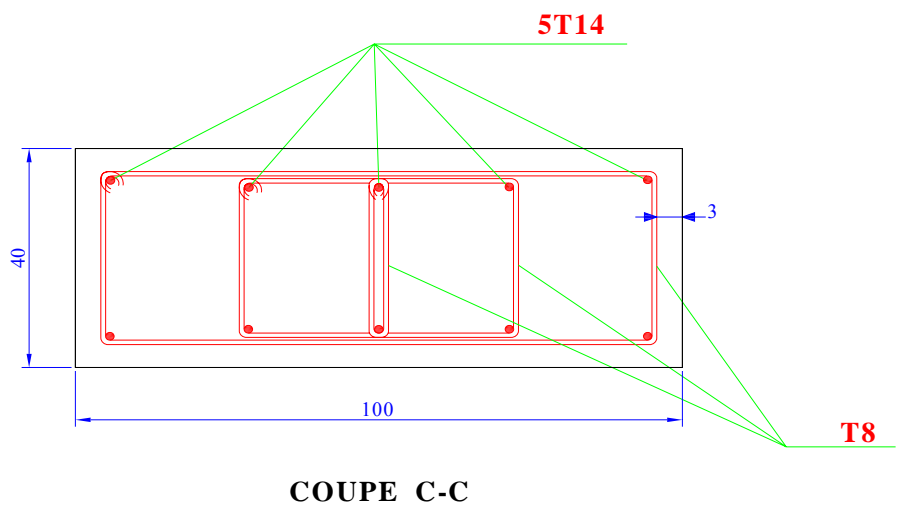
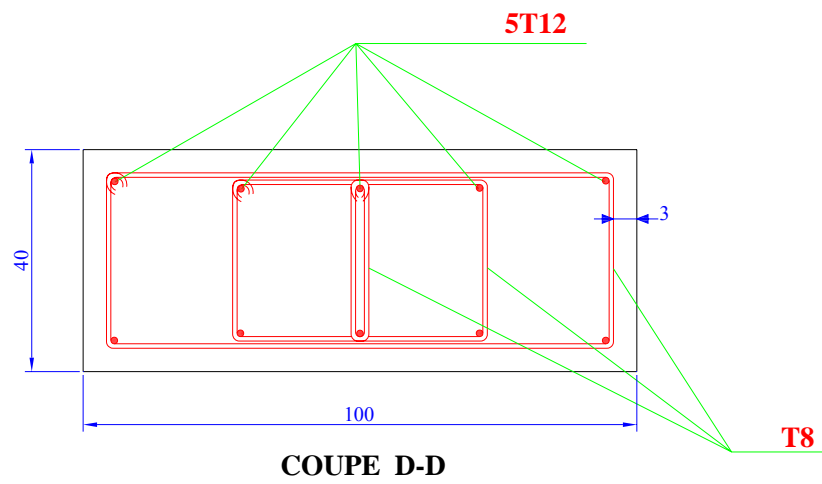
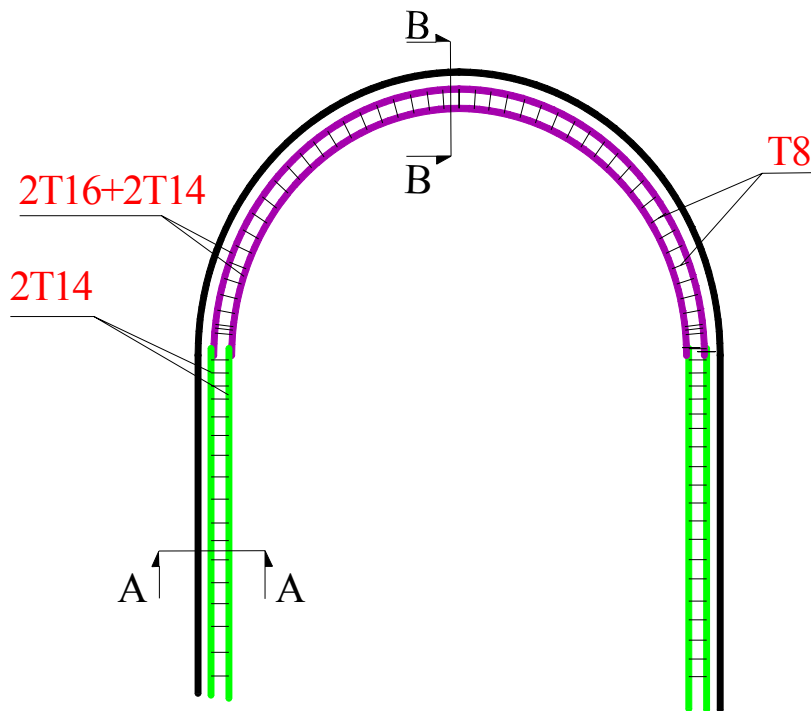


Figure IX.4 Ferrailage de la voûte (coupe C-C)

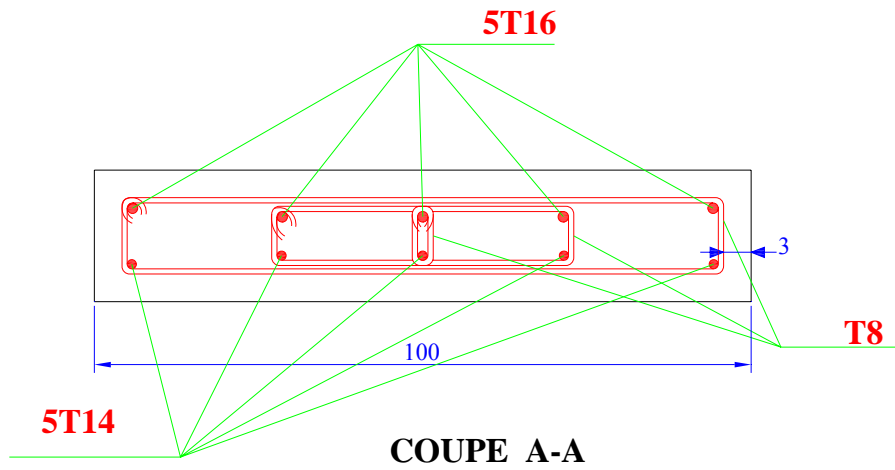


**Figure IX.5** Ferrailage du pied droit (coupe D-D)

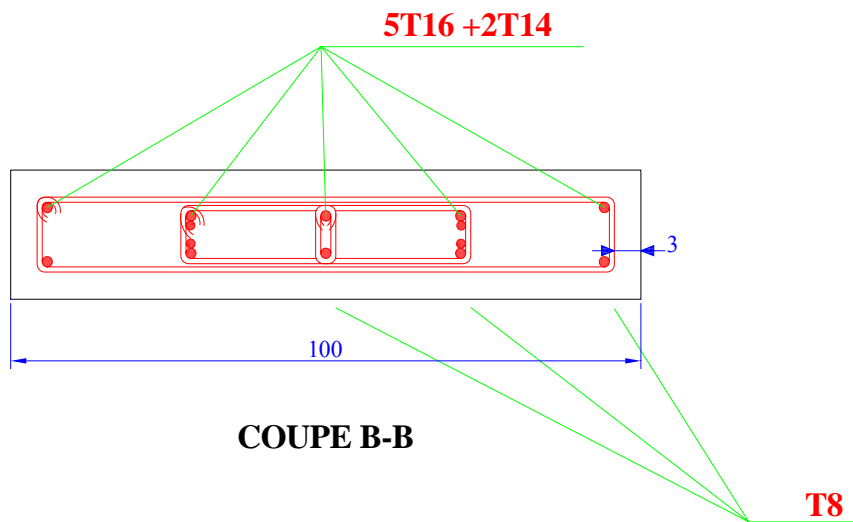
**IX.6.2** Schémas de ferrailages de la galerie :



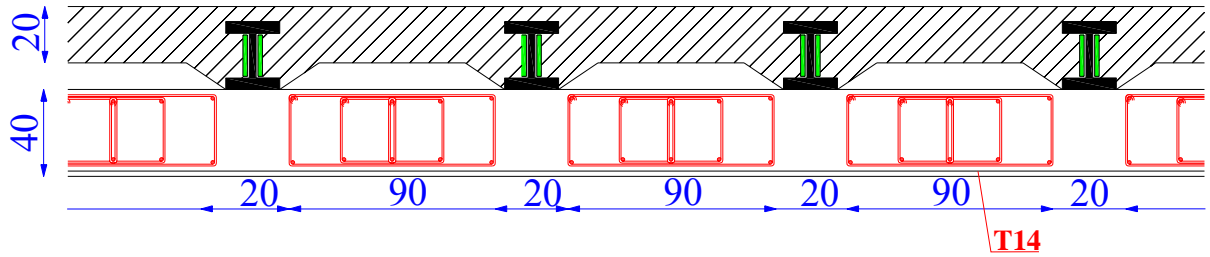
**Figure IX.6** Disposition des armatures dans les différents éléments de la galerie



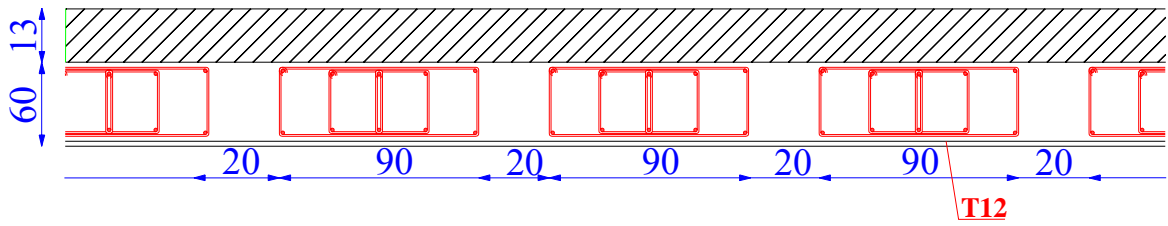
**Figure IX.7** Ferrailage du pied droit (coupe A-A)



**Figure IX.8** Ferrailage de la voûte (coupe B-B)



**Figure IX.9** Disposition de ferrailage vis-à-vis du soutènement provisoire



**Figure IX.10** Ferrailage type d'un tunnel dans la partie de la demi-section inférieure

## CONCLUSION GENERALE

Deux parties ont été traitées dans le cadre de ce travail :

- Une partie bibliographique qui donne un aperçu sur la géologie, les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques du site qui sont les facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Les méthodes de creusement et de soutènement ont été passées en revue d'une part. D'autre part, les méthodes de dimensionnement et d'évaluations des charges ont été présentées. Ensuite, on est passé aux différentes auscultations des tunnels.

On conclue que :

L'opération de conception d'un tunnel prend en compte trois types de contraintes qui sont liés respectivement :

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

Une autre partie est consacrée au calcul d'un tunnel du Métro d'Alger et qui consiste en d'abord la présentation du projet ensuite on passe à l'évaluation des charges agissant sur le soutènement du tunnel afin de calculer le soutènement provisoire. Des vérifications à L'ELS et ELU de ce dernier ont été effectuées. Enfin, on a déterminé le revêtement définitif afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage, à l'aide du logiciel SAP2000 version 11.

Notre travail de projet de fin d'étude nous a permis de faire une synthèse de nos connaissances (RDM, MDS, Béton....), d'améliorer notre connaissance sur les tunnels et voir l'importance des infrastructures souterraines de transport dans les grandes villes implantés dans des sols meubles et aquifères (cas du Métro d'Alger). Par ailleurs ; on s'est initié au logiciel SAP2000 dans sa version 11.



## ***Références Bibliographiques***

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

- **Rêvues De L'A.F.T.E.S** : Association Française Des Travaux En Souterrain.
- **Thèses traités.**

### **Livres :**

1. Calcul des tunnels par la méthode convergence confinement .....**MARC PANET.**
2. Ouvrages souterrains .....**A.BOUVARD, G.COLOMBERT, F.ESTEUILLE.**
3. Tunnel calcul soutènement provisoire .....**C.CHRCHALI.**
4. Tunnel calcul revêtement définitif ..... **C.CHRCHALI.**
5. Tunnel calcul d'une station de Métro ..... **C.CHRCHALI.**
6. Tunnel calcul des Talus Renforcés (coulage Des sol) ..... **C.CHRCHALI.**
7. Technique de l'ingénieur .....**C 5 565.**

### **Cours :**

1. Mécanique Des Sols .....ENP.
2. Béton Armé.....ENP.
3. Charpente Métallique .....ENP.
4. Mécanique des milieux continus .....ENP.

### **Logiciels :**

1. SAP 2000 VERSION11.....Analyse des structures.
2. AUTOCAD 2004.....Dessin.

# ANNEXES

# ANNEXE -A-

## Auscultation des tunnels

### I. Introduction:

Les méthodes de calcul mises à la 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 semblables 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.

## **II . Objectifs :**

Les objectifs de l'auscultation pendant les travaux sont de plusieurs types :

### **1. Sécurité immédiate :**

Tout d'abord, à l'avancement les résultats de cette auscultation permettent (théoriquement) de connaître à tout instant l'état de stabilité de l'excavation et d'alerter le cas échéant sur la nécessité de procéder à la mise en œuvre de techniques ou méthodes aptes à assurer la mise en sécurité du chantier, voire en situation extrême à l'évacuation de la zone de front.

### **2. Vérification du soutènement :**

De manière moins immédiate le suivi des résultats de l'auscultation en fonction de l'éloignement du front (principalement par le suivi de la convergence relative) permet de juger de la bonne adéquation du soutènement mis en place aux exigences de déformation prévues dans le projet et par suite des besoins d'adaptation de ce soutènement aussi bien vers un allègement que vers un renforcement.

### **3. Comportement réel du terrain :**

Les résultats de l'auscultation permettent également d'appréhender le comportement réel du massif autour de l'excavation et si nécessaire de modifier les valeurs de paramètres prises en compte dans le cadre de l'élaboration du projet.

### **4. Amélioration des prédictions :**

La synthèse de l'ensemble des données et la prise en compte des valeurs des différents paramètres mesurés in situ , permettent de corriger autant que nécessaire le calage initial du modèle retenu lors du projet et d'améliorer très nettement l'exactitude des prédictions en réajustant le modèle sur les travaux déjà réalisés.

En particulier, en milieu urbain, la prédiction des tassements de surface constitue généralement un objectif essentiel, qui oblige à avoir recours à des mesures en avant du front de taille.

## **III. Contraintes :**

Pour atteindre les objectifs évoqués ci-dessus, l'organisation du schéma d'auscultation doit respecter certaines contraintes telles que :

### **1. Permettre un dépouillement et une exploitation rapides :**

En effet pour être en mesure d'alerter, il convient que les résultats des mesures soient disponibles et exploitables quasi immédiatement à la lecture ou à la saisie de la donnée et surtout qu'ils ne dépendent pas d'un traitement long et exécuté hors du site. Toutefois cette exigence de rapidité est plus ou moins forte selon la nature de la mesure effectuée et sa pertinence dans l'analyse immédiate de la stabilité de l'excavation.

### **2. Comporter des matériels adaptés aux conditions de chantier :**

Les conditions régnant dans la zone du front de taille et sur la trentaine de mètres qui suit ce front constituent un environnement agressif : humidité, poussière, obscurité, évolution d'engins lourds et très encombrants,...etc.

Aussi les dispositifs d'instrumentation mis en place dans cette zone doivent avoir été conçus pour fonctionner longtemps dans ces conditions tout en conservant leurs qualités de précision et de fiabilité.

### 3. Ne pas gêner l'avancement :

Bien évidemment l'auscultation visant à apporter une aide à la décision quant au pilotage du chantier et aux adaptations à apporter aux méthodes, ne doit pas par ailleurs constituer un handicap pour la progression de l'avancement et une gêne pour l'exécution des tâches au front.

Une telle exigence conduit à préconiser des systèmes de mesure ne nécessitant pas d'arrêt de l'avancement soit grâce à des interventions durant des temps morts de l'activité au front (changement de poste par exemple), soit grâce à un matériel adapté (actuellement les mesures de convergence par topographie remplacent de plus en plus les mesures au distance mètre au fil invar qui nécessitaient de libérer totalement le tunnel).

### IV. Moyens mis en œuvre :

Les principales mesures actuellement faites de manière courante dans les tunnels sont les suivantes :

#### IV.1 En déformation :

- **Mesure du déplacement radial relatif en paroi (convergence relative) :**

Classiquement la mesure du déplacement radial se fait par la mesure de convergence "relative" qui consiste en la mesure entre deux plots fixés à l'intrados de l'excavation de la variation de la longueur de la corde ainsi définie, la mesure de la convergence relative donne ainsi la somme des déplacements radiaux de chacun des points.

Cette mesure peut être réalisée soit à la canne télescopique pour les petites galeries soit au moyen d'un distance mètre à fil invar ou à ruban ou par méthode optique pour les plus grandes sections. (voir figure VI.1)

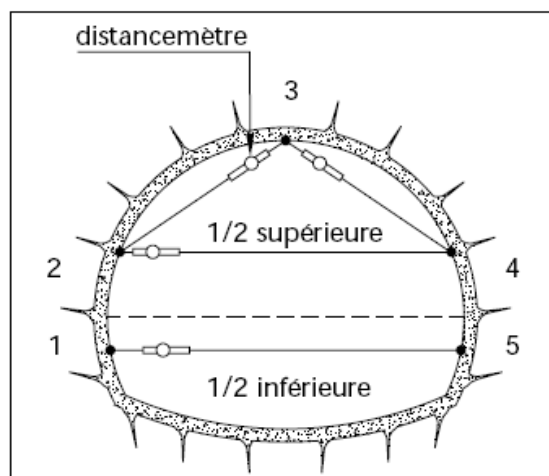


Figure 1 Profil de mesures de convergence

- **Mesure du déplacement radial absolu en paroi et dans le terrain (convergence "absolue") :**

La mesure de la convergence dite absolue consiste à mesurer le déplacement radial d'un point situé à la paroi de l'excavation ou dans le terrain, par référence à un point supposé fixe plus en profondeur dans le massif. Cette mesure est facilement réalisée en section courante au moyen d'extensomètres de type : tritige ou distofor, mis en place dans un forage d'une profondeur de l'ordre de 6 à 12 mètres. La mesure n'est véritablement absolue que si le point d'ancrage extrême de l'extensomètre est fixe.

Au front il doit être fait appel à des techniques permettant de suivre la déformation du terrain en avant du front de taille en dépit de la progression vers l'avant de ce front. Il a notamment déjà été utilisé des extensomètres à tiges coulissantes, maintenues en service au fur et à mesure de l'élimination des tronçons successifs. Le recours à des extensomètres à fibre optique fait l'objet de recherches. Des progrès sont à faire pour pouvoir généraliser ce type de mesure sans gêne importante pour le chantier.

Avec la convergence absolue on peut également évoquer la mesure de déformations à proximité du tunnel et en fonction de la progression du front de taille. Ainsi pour connaître les déplacements induits par le creusement au sein du massif encaissant il peut être installé en avant du front de taille et soit dans l'axe soit de manière déportée par rapport à cet axe, des inclinomètres et (ou) des tassomètres.

• **Tassements et inclinométrie :**

Les déformations de la surface du terrain (tassements) sont suivies soit par nivellement topographique, soit par nivellement topographique et mesures en profondeur au moyen de tassomètres. Des mesures de nivellement des soutènements (appui des cintres, des prévoûte, ...) peuvent également être effectuées.

**IV.2 En contraintes :**

• **Pression exercée par le terrain :**

Les pressions radiales exercées par le terrain sur le soutènement ou le revêtement sont mesurées au moyen de cellules de pression totale mises en place à l'interface terrain soutènement (ou revêtement), le suivi des mesures se faisant à partir d'un boîtier implanté dans une niche de sécurité par exemple.

Il convient de rappeler que ce type de mesure est difficile à réaliser. Pour juger de la dispersion des résultats et pouvoir s'affranchir des effets locaux, il est nécessaire de mettre en place un nombre suffisant de cellules.

• **Contraintes dans le soutènement et revêtement :**

Les mesures de contrainte dans le soutènement ou le revêtement se font le plus couramment au moyen de mesures extensométriques de type : cordes vibrantes ou jauges électriques.

**IV.3 En hydrogéologie :**

• **Suivi de l'évolution des débits d'eau :**

Le suivi hydrogéologique consiste en :

- D'une part la surveillance de l'évolution des débits d'eau à l'intérieur du tunnel, venues d'eau ponctuelles, drains, captages, exhaure générale, ...etc.,

- Et d'autre part la surveillance des effets du creusement du tunnel sur l'environnement hydrogéologique réalisée au travers d'un suivi piézométrique en surface à partir de piézomètres ou de puits.

- Dans certains cas, des analyses d'eau sont utiles pour préciser la provenance des eaux ou l'existence de circulation d'eau.

• **Mesure de la piézométrie en continu :**

Pour la plus grande partie, ces mesures sont effectuées depuis l'intérieur du tunnel (convergence "relative", convergence "absolue", cellules de pression totale, extensomètres à corde vibrante, suivi des débits des venues d'eau,...etc.) ; mais parfois l'auscultation ne peut être

réalisée que depuis la surface comme c'est le cas par exemple pour le suivi des déformations de surface (tassements) par nivellement et (ou) tassomètres ou pour le suivi des piézomètres

## **V. 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.

### **V.1 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 photogrammétries 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 bloc 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.

## **VI. Définition d'un programme d'auscultation :**

Les modèles numériques actuels font intervenir de nombreux paramètres liés

- A l'équilibre initial du massif rocheux (la contrainte naturelle) ;
- Au comportement du massif rocheux (ses caractéristiques de déformabilité et de résistance);
- Aux méthodes d'exécution (en particulier comportement du soutènement).

Le Chapitre 1 « 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 biennuelles, ou dépendre des arrêts d'exploitation pour entretien.

## **VII. 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 déplacement 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 œuvre 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.

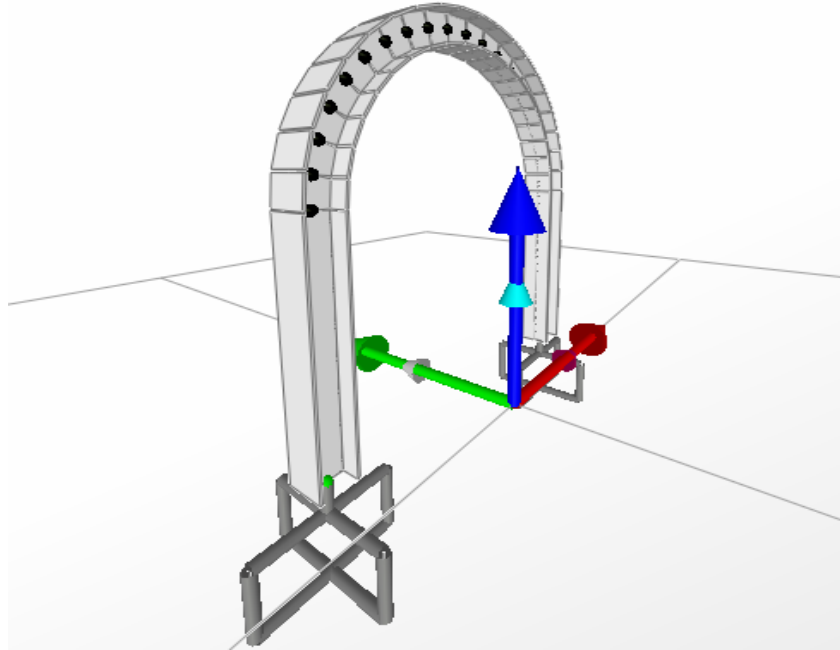
Lorsque ce n'est pas le cas, il convient d'être très vigilant et de s'assurer en particulier que la décélération des mouvements est suffisante.

## **5. Cas particuliers des tunnels en site urbain :**

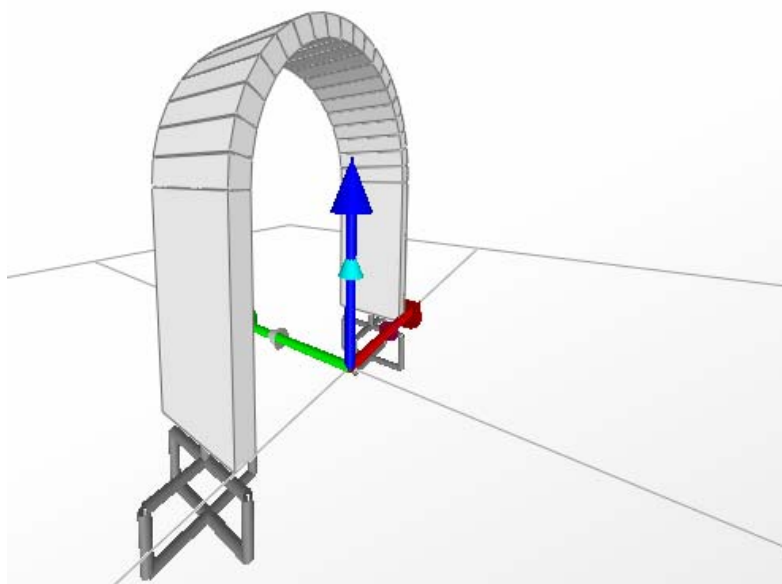
Pour les tunnels sous faible couverture en site urbain, des difficultés supplémentaires résultent de l'incidence des travaux sur les ouvrages environnants, généralement situés en surface.

L'auscultation en site urbain est donc principalement axée sur le contrôle des mouvements et des désordres en surface (tassements, fissuration d'ouvrages, etc...)

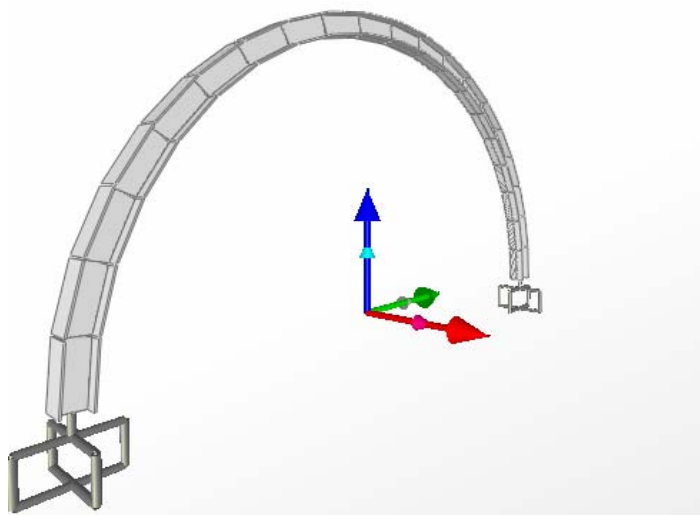
# ANNEXE -B-



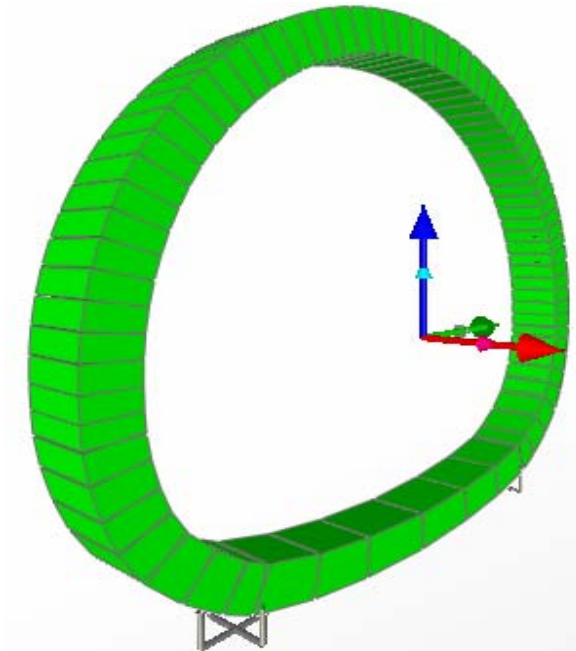
**Figure 1** Soutènement provisoire de la galerie en 3dimension



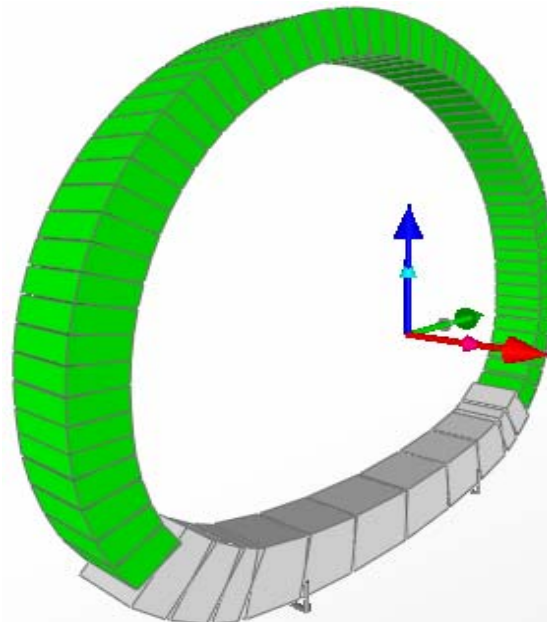
**Figure 2** Revêtement définitif de la galerie en 3dimension



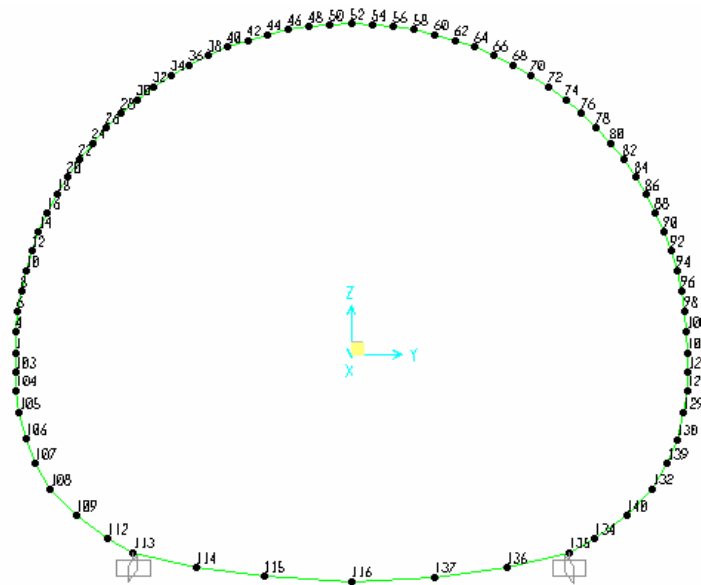
**Figure 3** Soutènement provisoire de la demi-section supérieur



**Figure 4** Revêtement définitif de la section globale (cas d'une section homogène)



**Figure 5** Revêtement définitif de la section globale (cas d'une section non homogène)



**Figure 6** Numérotation des nœuds

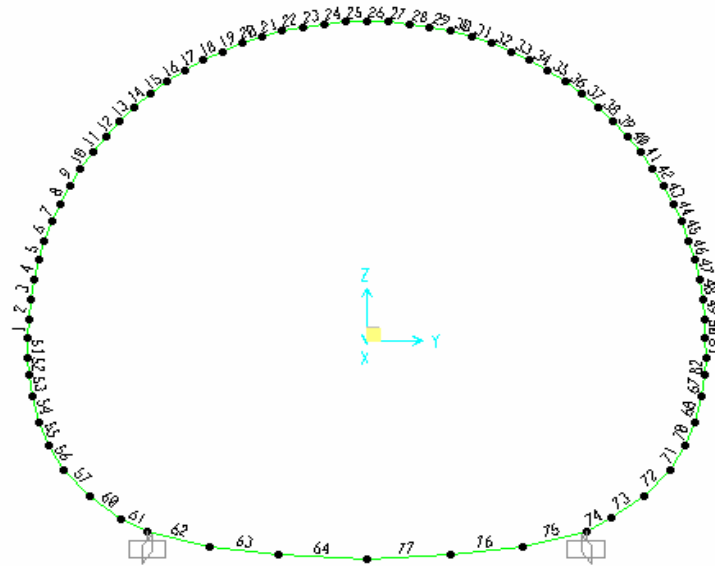


Figure 7 Numérotation des barres

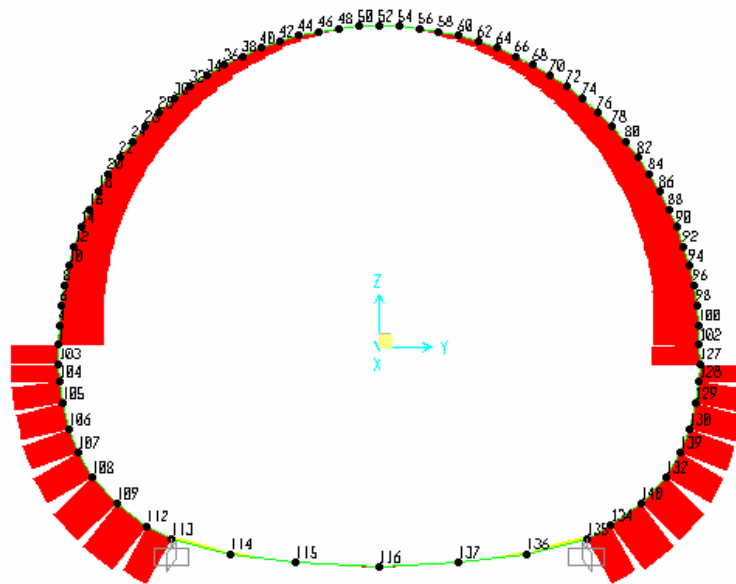


Figure 8 Digramme de l'effort normal du revêtement définitif de la structure globale

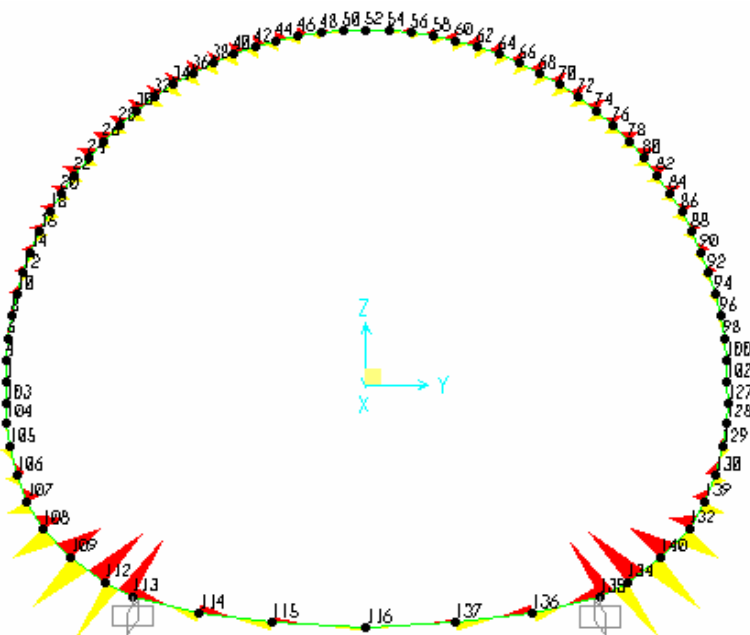


Figure 9 Digramme du moment fléchissant du revêtement définitif de la structure globale

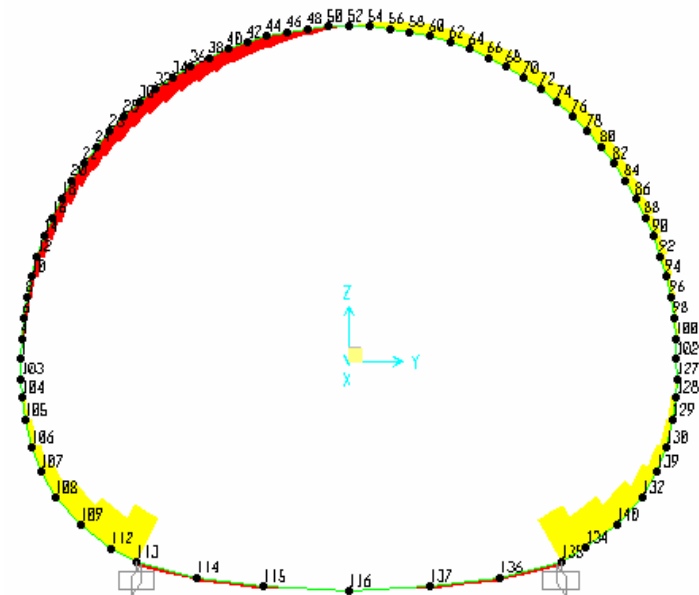


Figure 10 Digramme de l'effort tranchant du revêtement définitif de la structure globale

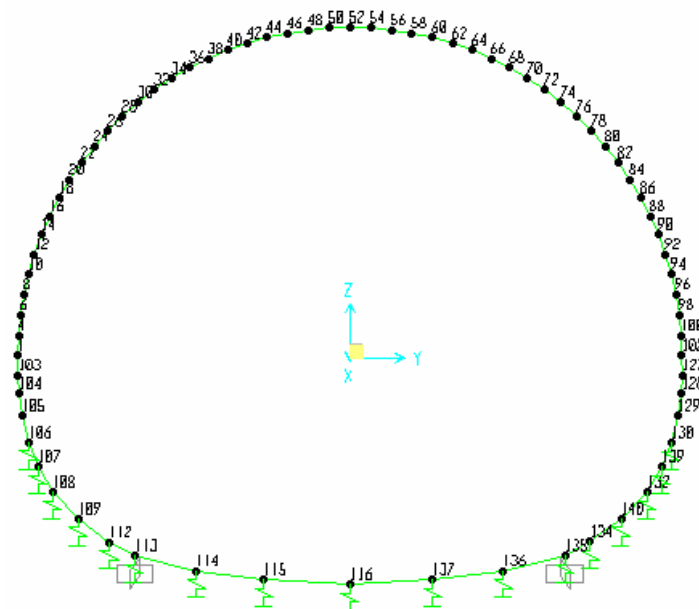


Figure 11 Présentation des réactions élastiques du sol

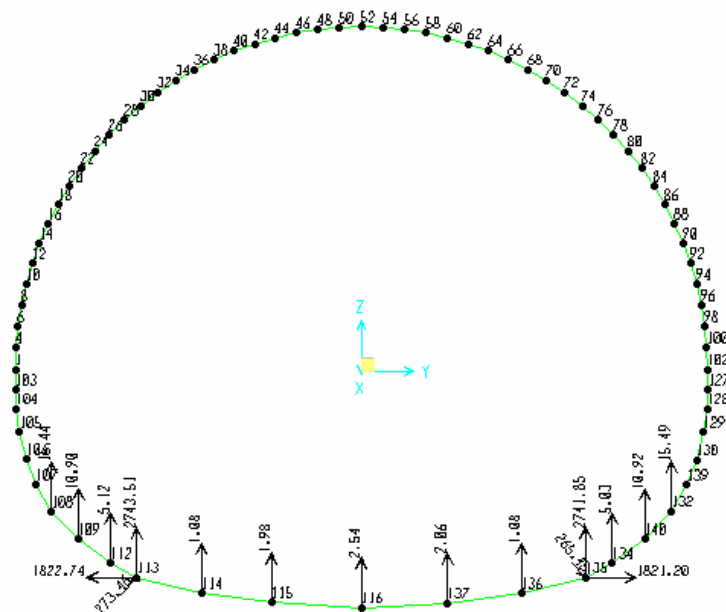


Figure 12 Les réactions d'appuis et la réaction élastique du sol de la structure globale

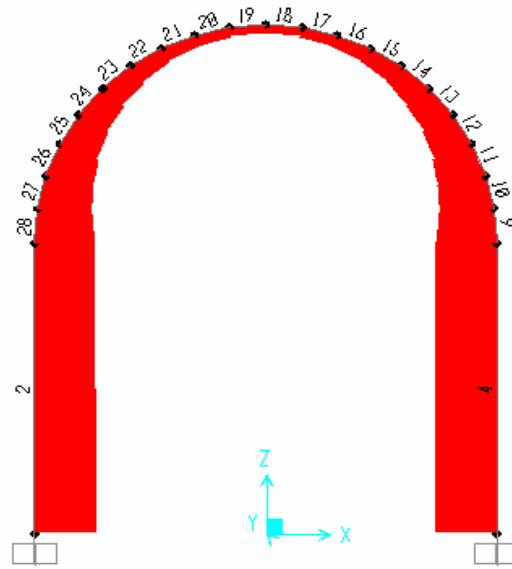


Figure 13 Digramme de l'effort normal du revêtement définitif de la galerie

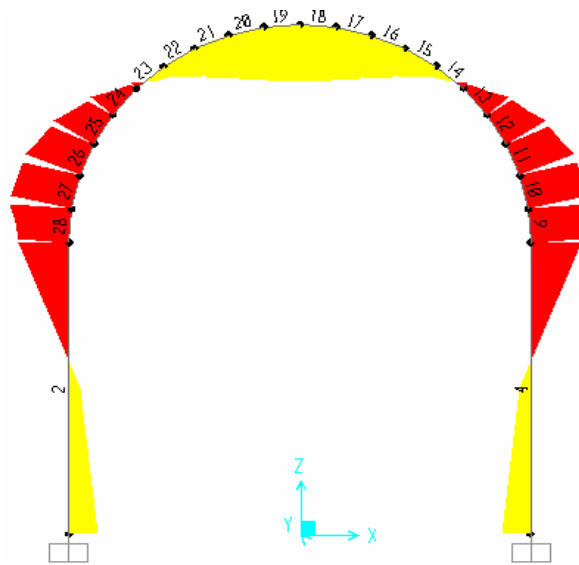


Figure 14 Digramme du moment fléchissant du revêtement définitif de la galerie

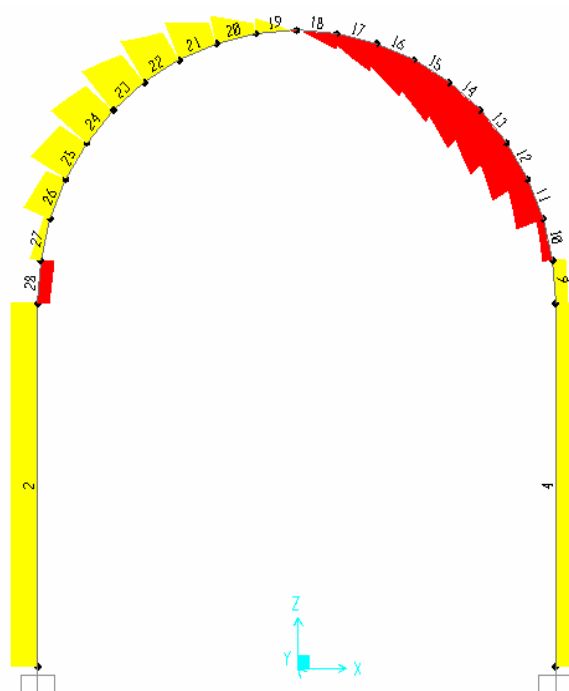
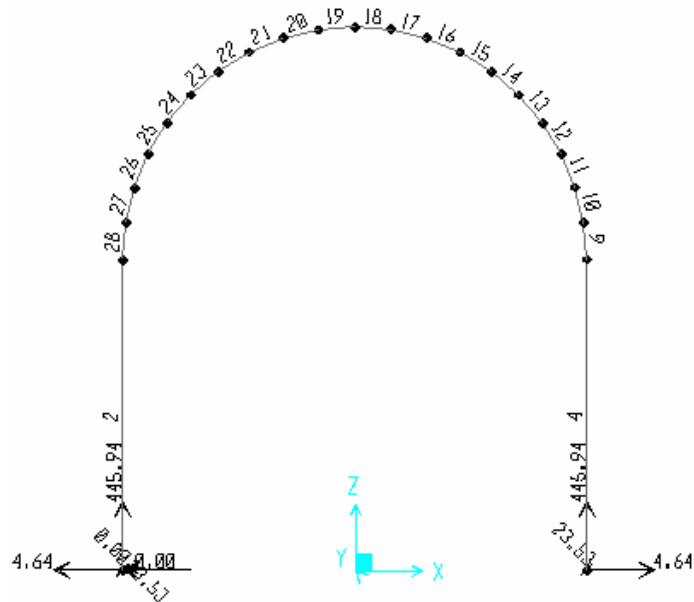
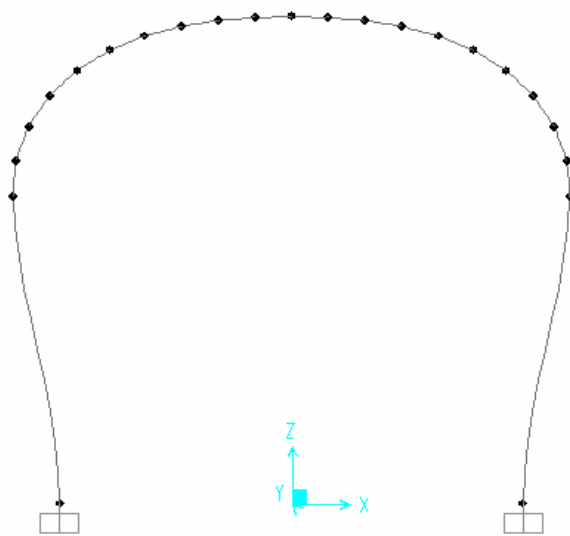


Figure 15 Digramme de l'effort tranchant du revêtement définitif de la galerie

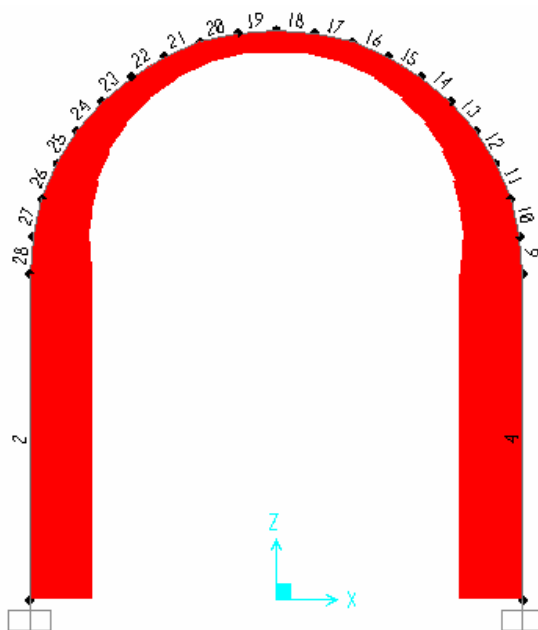




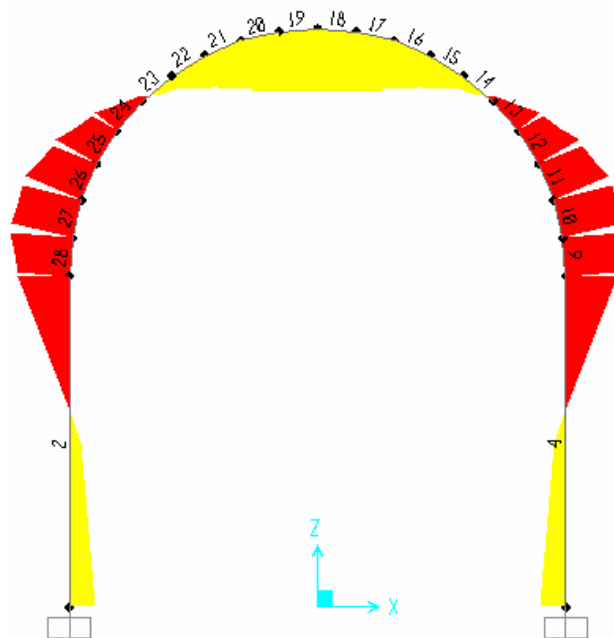
**Figure 16** Les réactions d'appuis de la galerie ( cas du revêtement définitif )



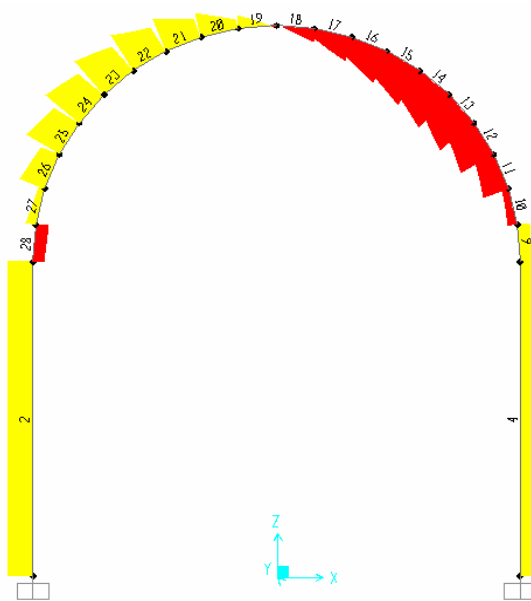
**Figure 17** Déformée de la galerie (cas du revêtement définitif)



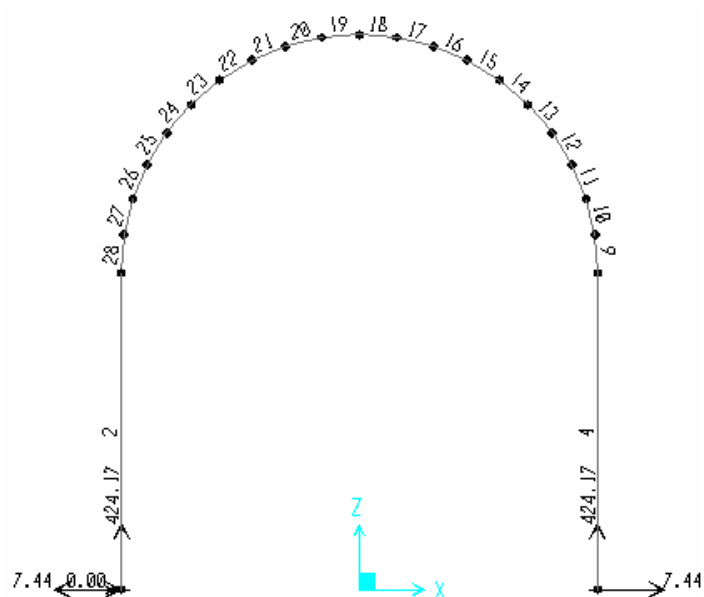
**Figure 18** Digramme de l'effort normal du soutènement provisoire de la galerie



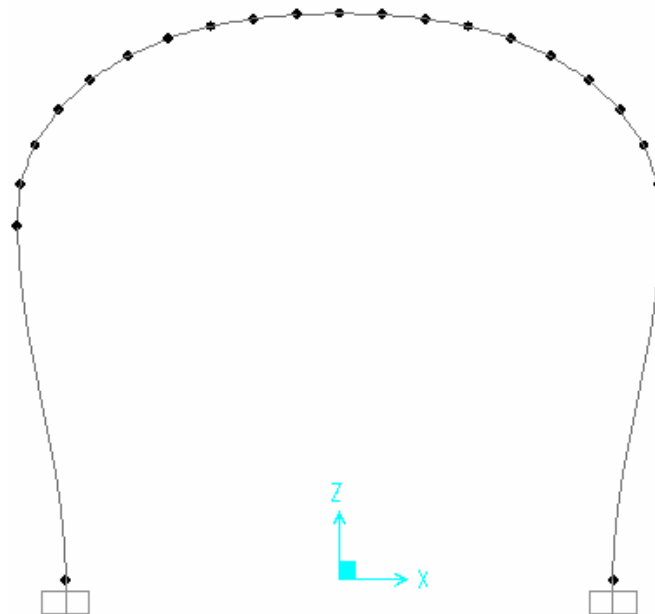
**Figure 19** Digramme du moment fléchissant du soutènement provisoire de la galerie



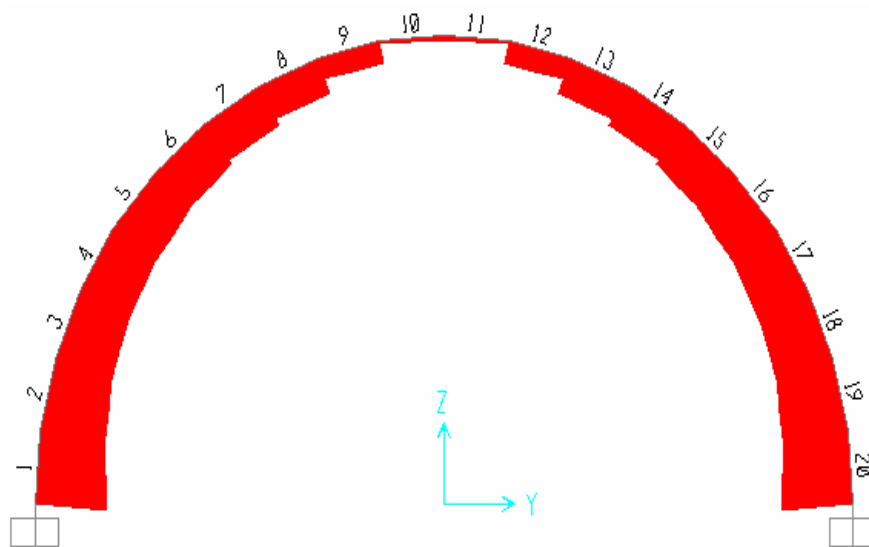
**Figure 20** Digramme de l'effort tranchant du soutènement provisoire de la galerie



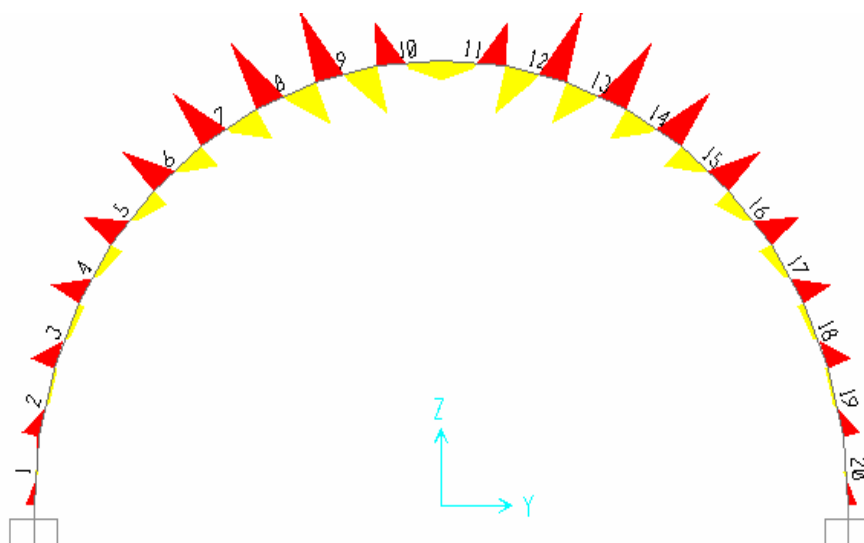
**Figure 21** Les réactions d'appuis de la galerie (cas de soutènement provisoire)



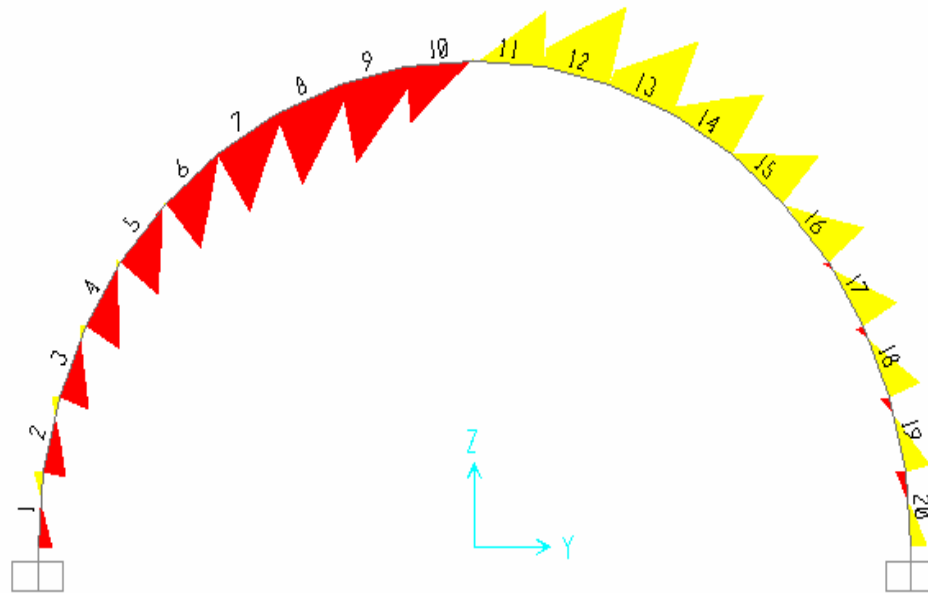
**Figure 22** Déformée de la galerie (cas de soutènement provisoire)



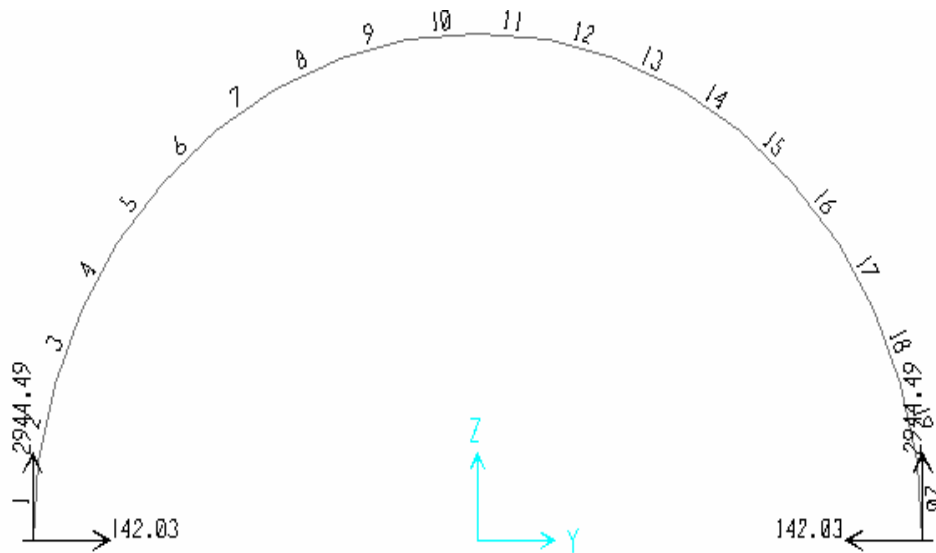
**Figure 23** Digramme de l'effort normal du soutènement provisoire de la demi-section supérieur



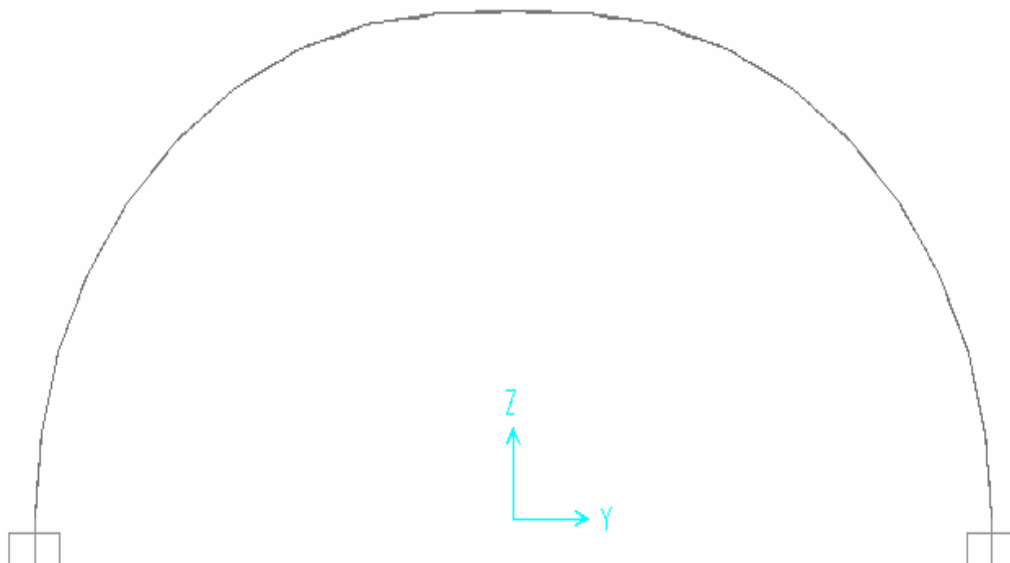
**Figure 24** Digramme de l'effort tranchant du soutènement provisoire de la demi-section supérieur



**Figure 25** Digramme du moment fléchissant du soutènement provisoire de la demi-section supérieure

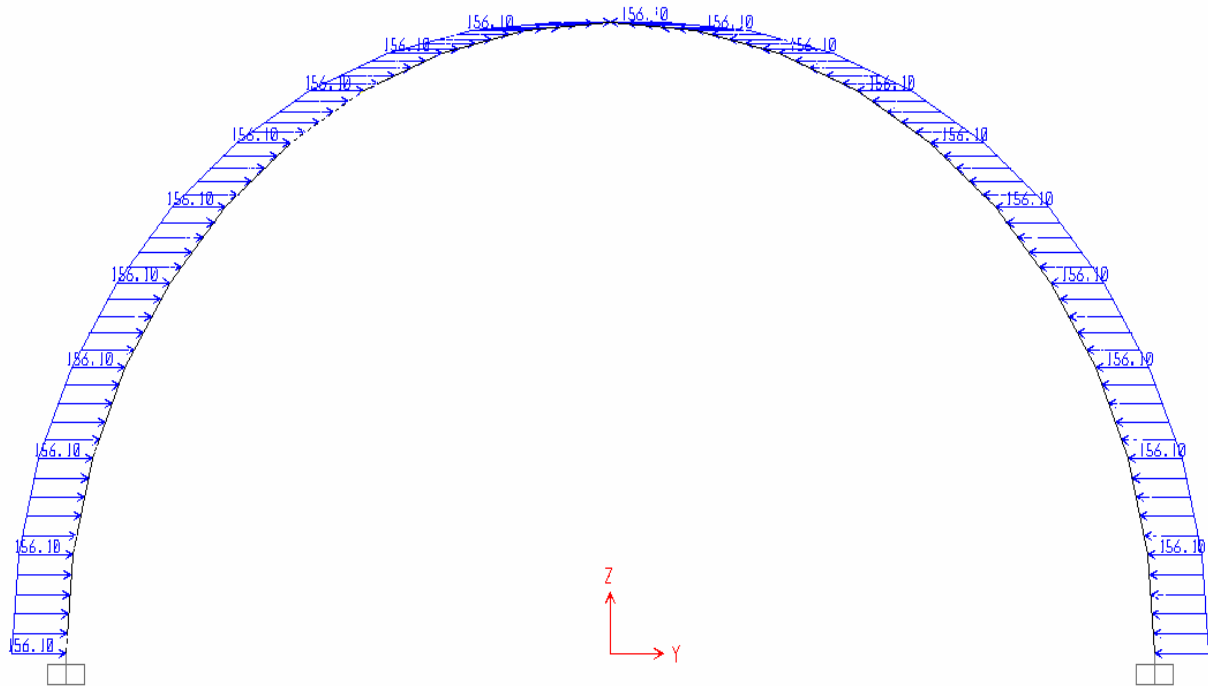


**Figure 26** Les réactions d'appuis du soutènement provisoire de la demi-section supérieure

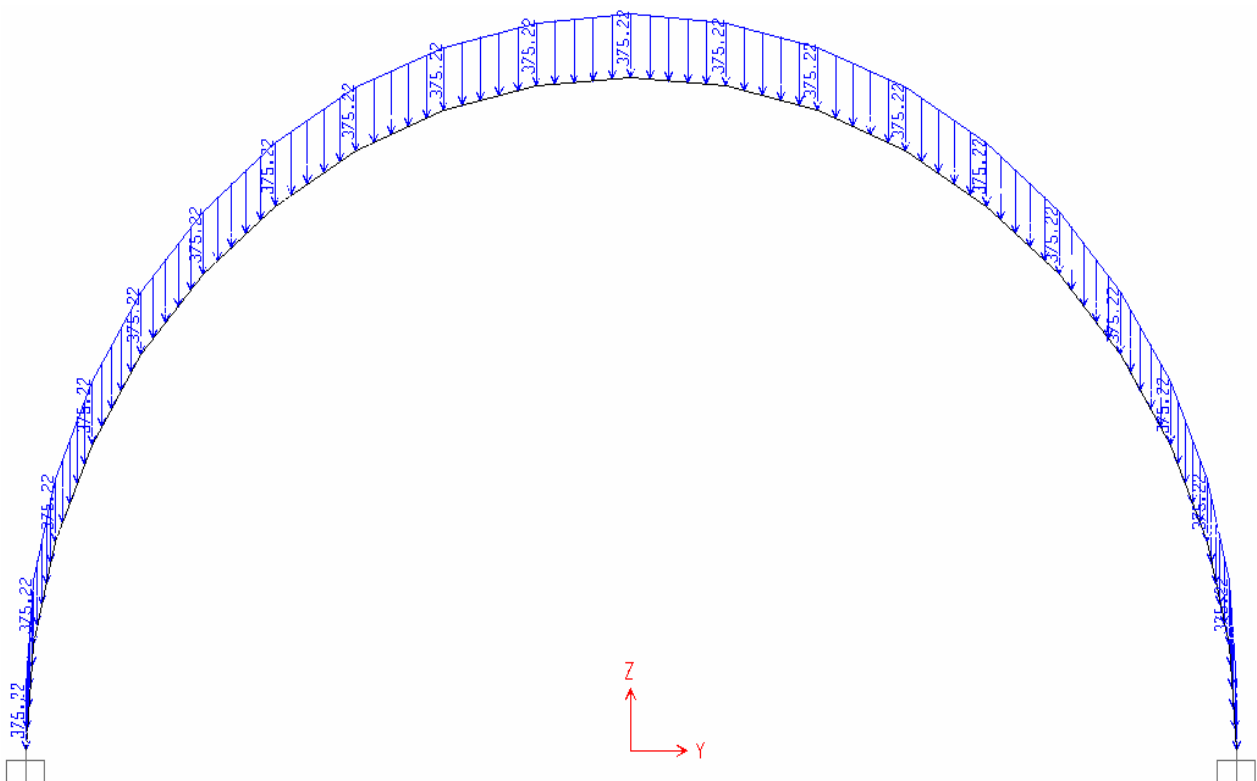


**Figure 27** Déformée du soutènement provisoire de la demi-section supérieure

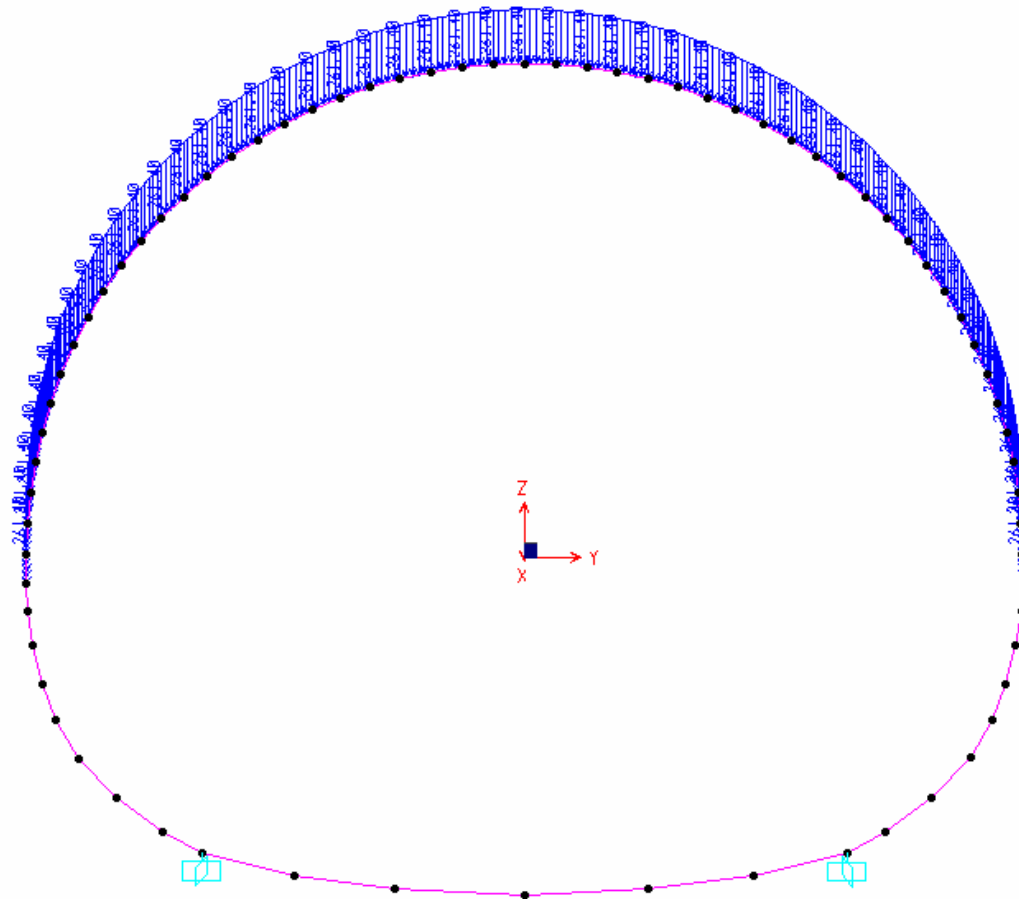
# ANNEXE -C-



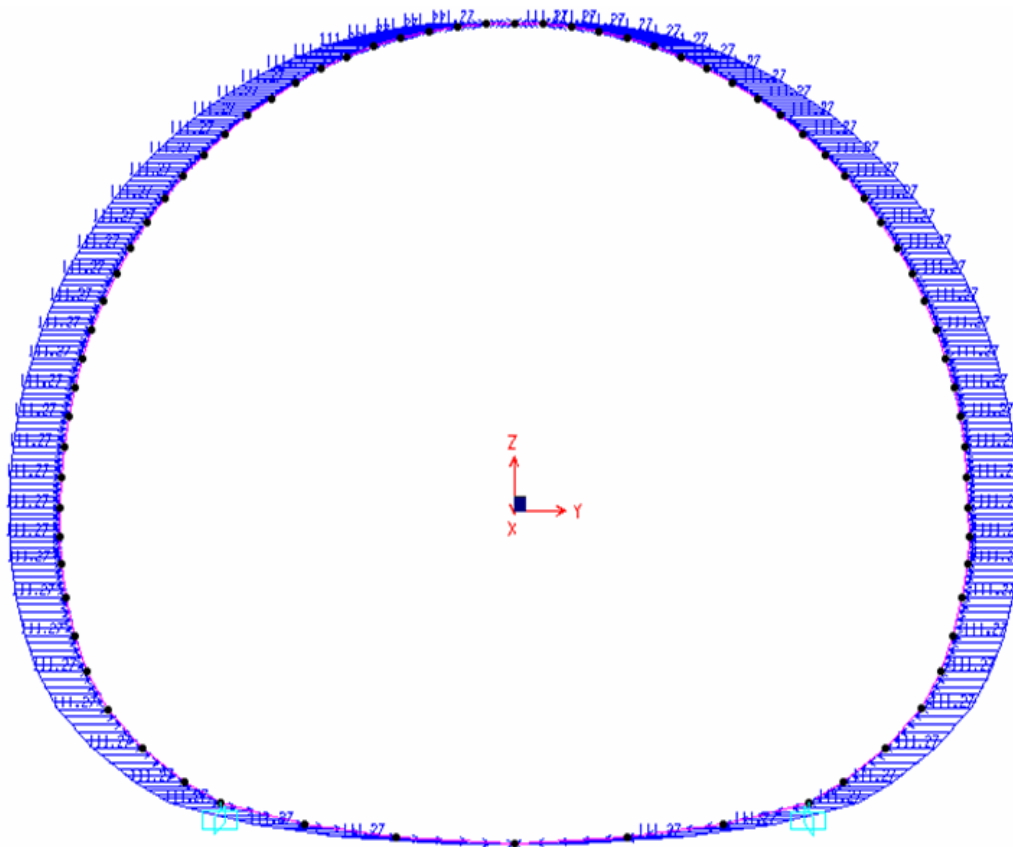
**Figure 1** Distribution de la charge horizontale agissant sur le soutènement provisoire de la demi-section supérieur



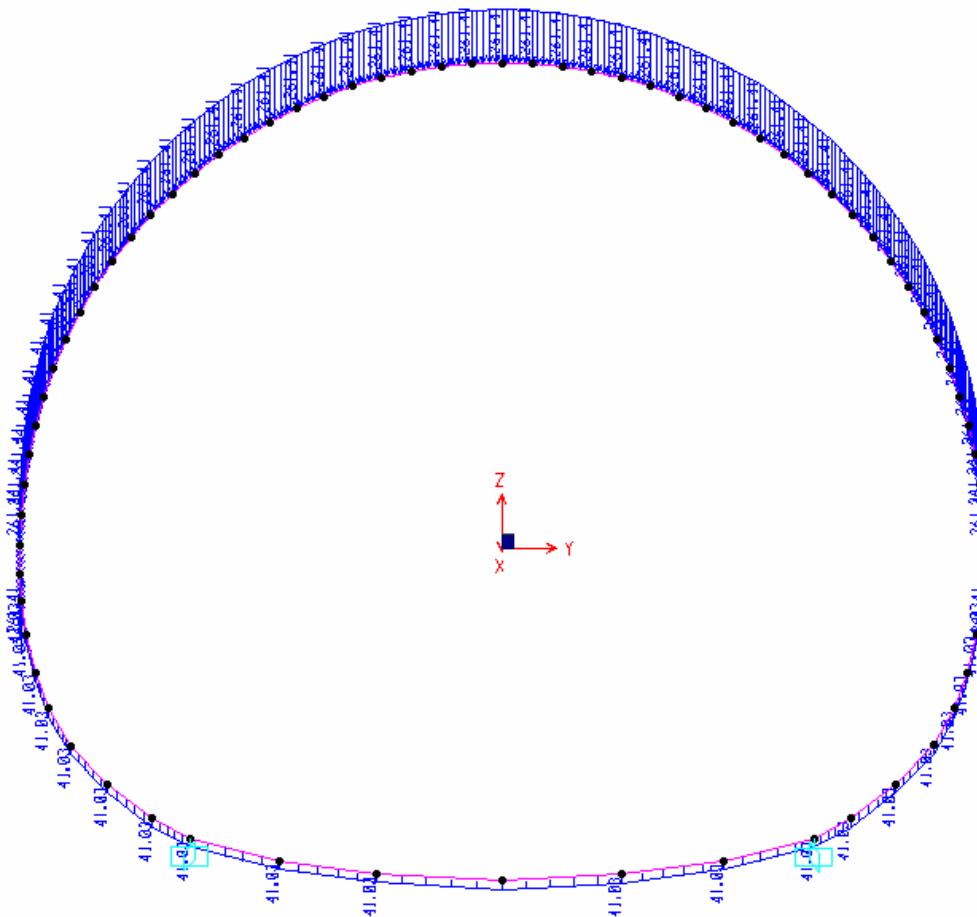
**Figure 2** Distribution de la charge verticale agissant sur le soutènement provisoire de la demi-section supérieur



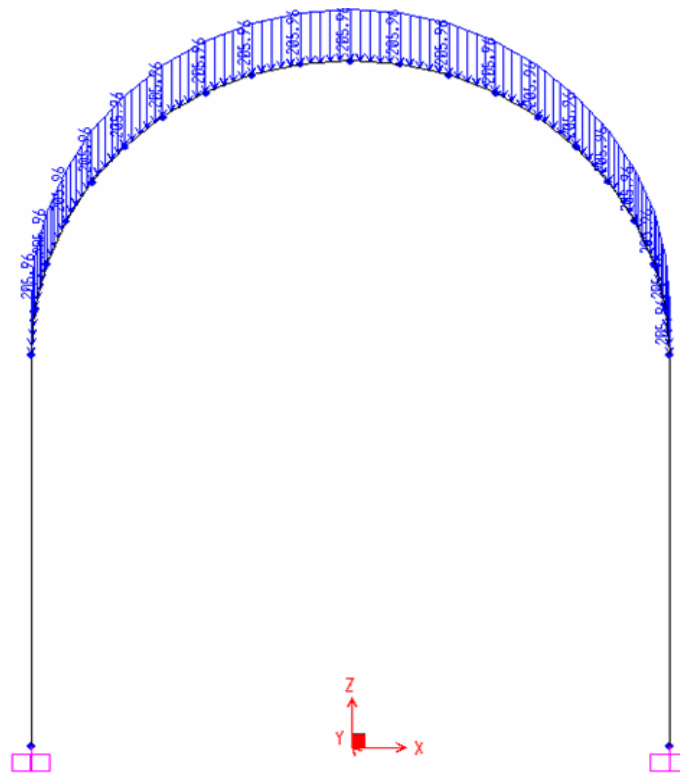
**Figure 3** Distribution de la charge verticale agissant sur le revêtement définitif de la structure globale (cas de la demi-section supérieur)



**Figure 4** Distribution de la charge horizontale agissant sur le revêtement définitif de la structure globale

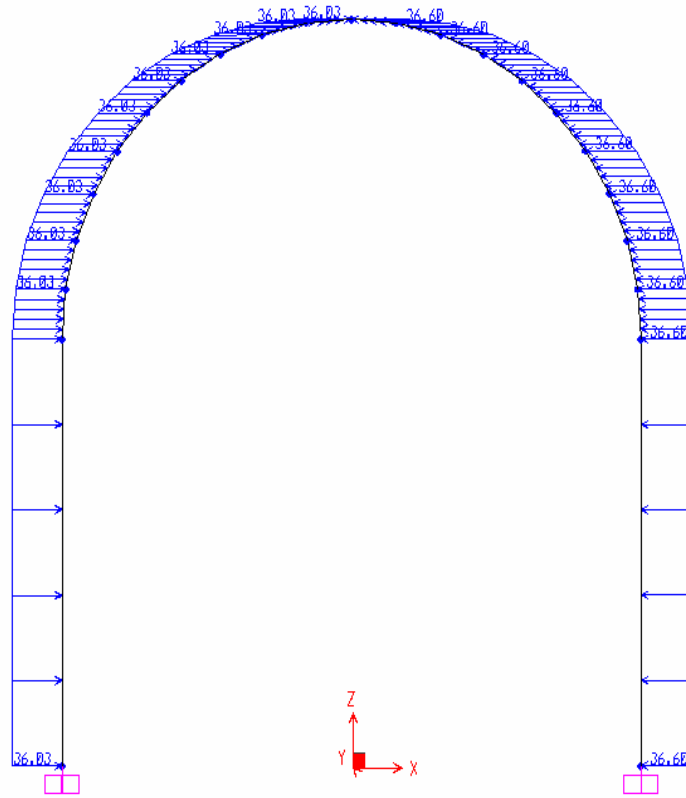


**Figure 5** Distribution de la charge verticale agissant sur le revêtement définitif de la structure globale (cas de la demi-section supérieur et le radier)

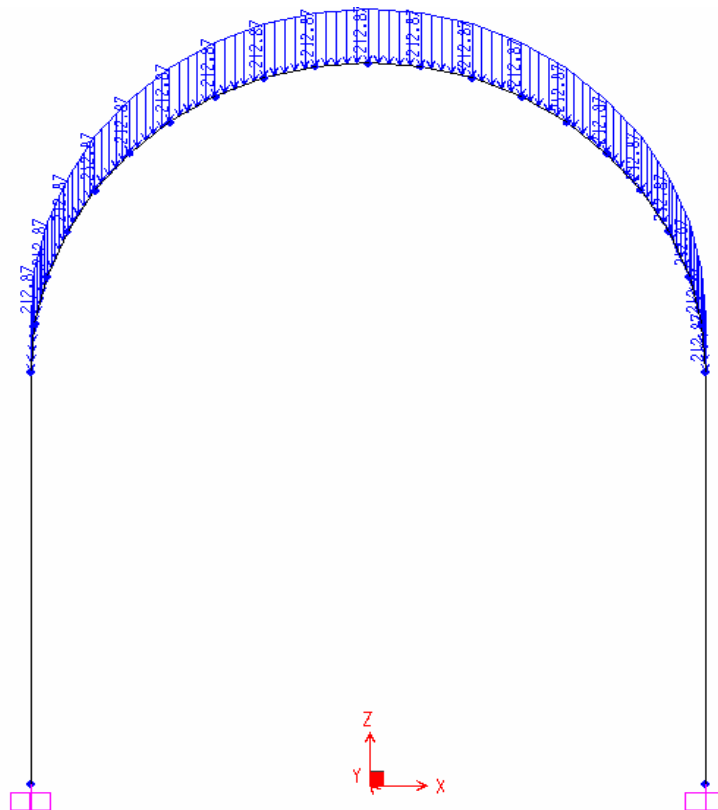


**Figure 6** Distribution de la charge verticale agissant sur le revêtement définitif de la galerie

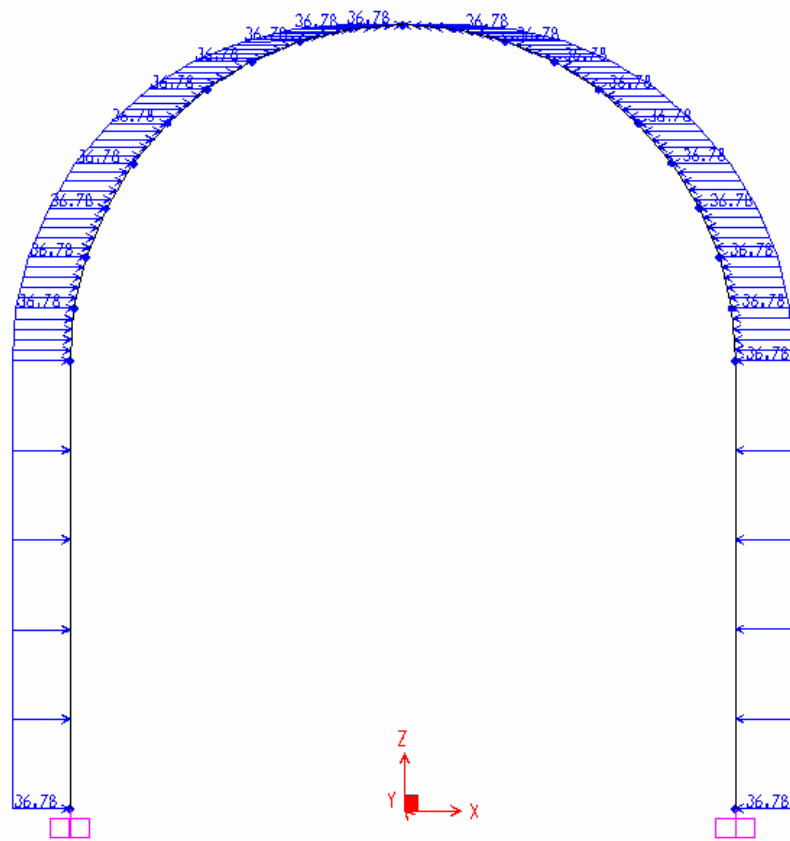




**Figure 7** Distribution de la charge horizontale agissant sur le revêtement définitif de la galerie



**Figure 8** Distribution de la charge horizontale agissant sur le soutènement provisoire de la galerie



**Figure 9** Distribution de la charge verticale agissant sur le soutènement provisoire de la galerie

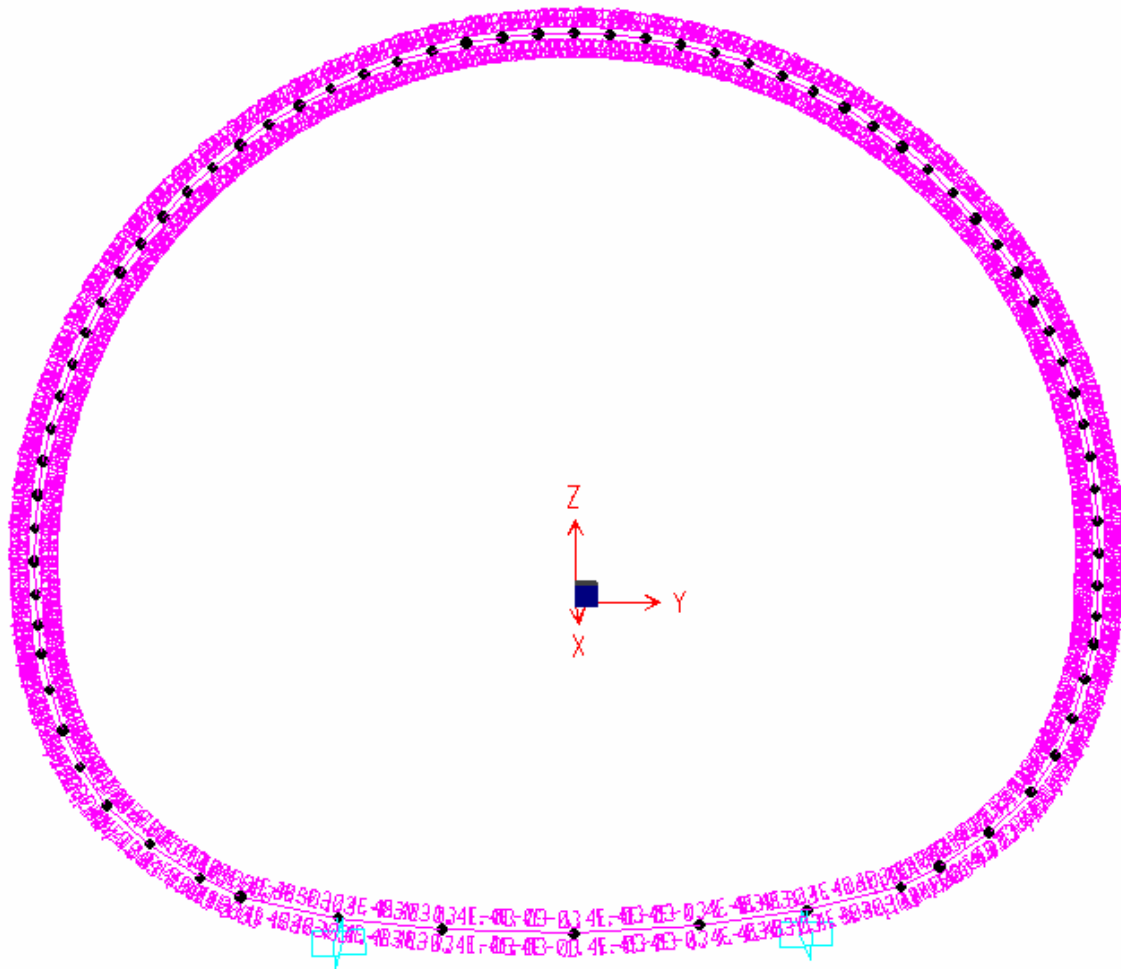


Figure 10 Ferrailage de la structure globale

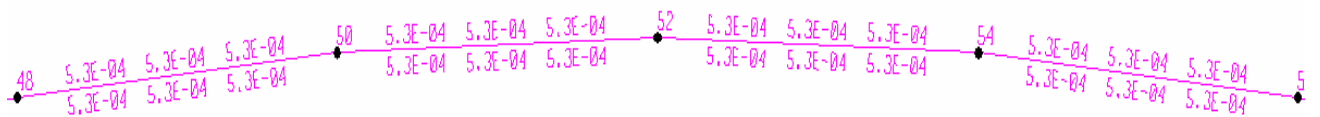


Figure 11 Ferrailage de la voûte (sous la combinaison « 1,35G »)

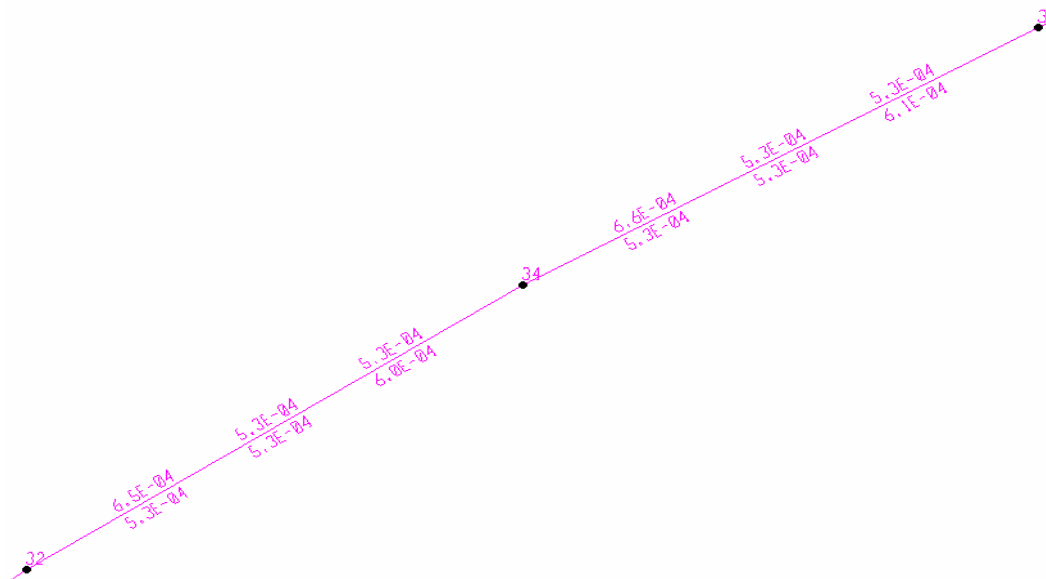
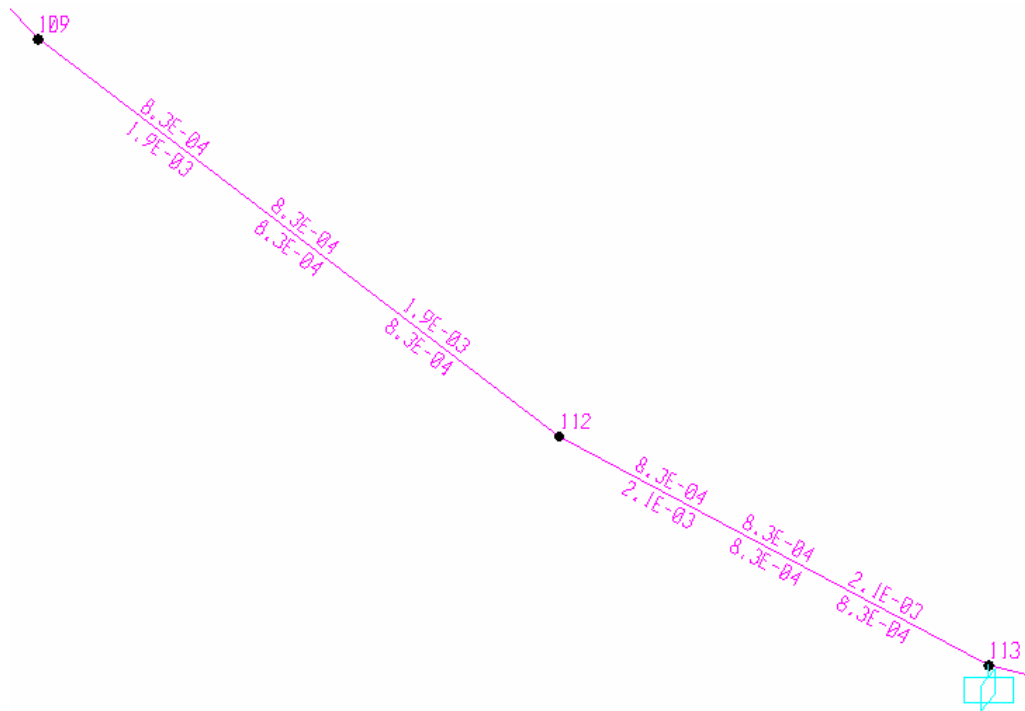
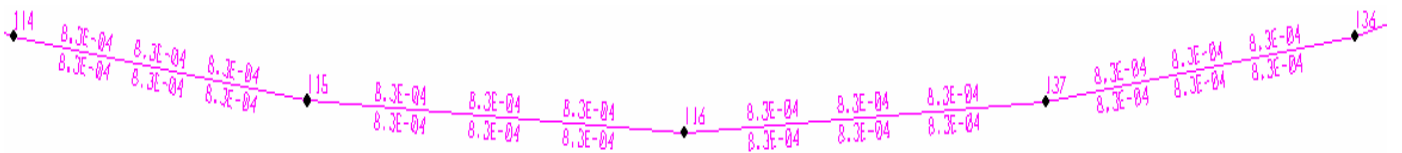


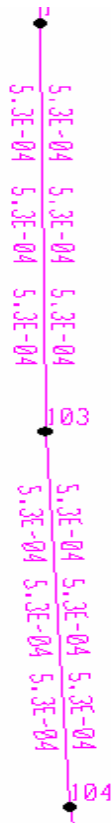
Figure 12 Ferrailage du tronçon le plus sollicitée de la voûte (sous la combinaison «1,35 G »)



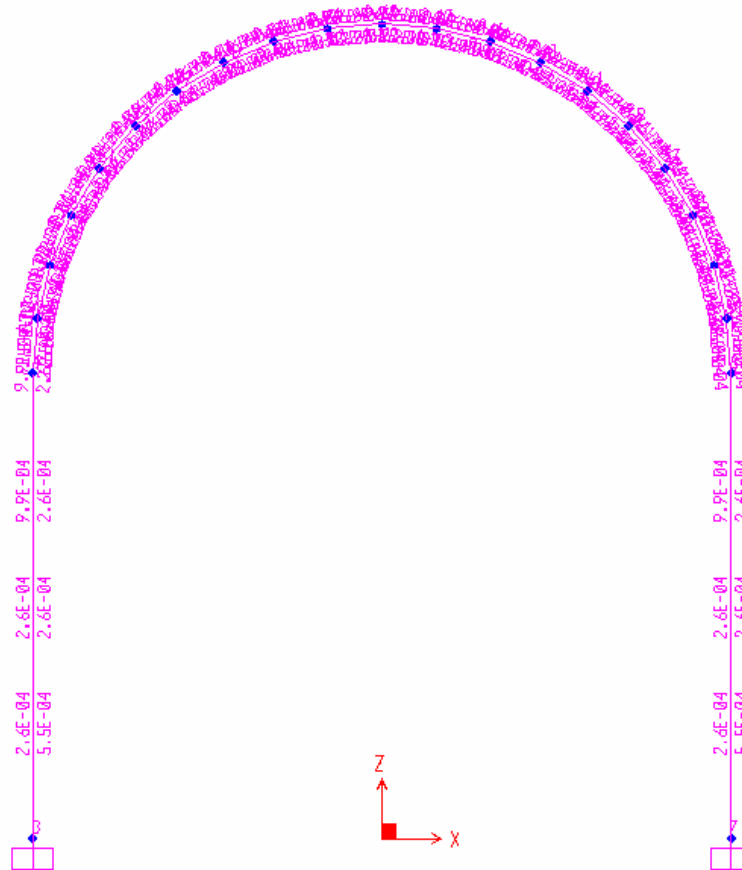
**Figure 13** Ferrailage du tronçon le plus sollicitée du radier (sous la combinaison « 1,35G »)



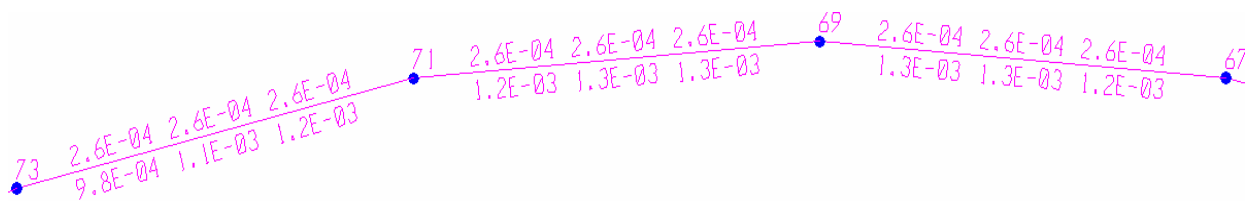
**Figure 14** Ferrailage du radier (sous la combinaison « 1,35G »)



**Figure 15** Ferrailage du pied droit (sous la combinaison «1,35 G »)



**Figure 16** Ferrailage de la de la galerie



**Figure 17** Ferrailage de la voûte de la galerie (sous la combinaison « 1,35G »)

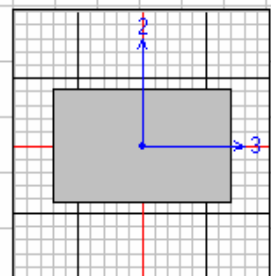


**Figure 18** Ferrailage du tronçon le plus sollicitée de la voûte la de la galerie (sous la combinaison « 1,35G »)



**Figure 19** Ferrailage du pied droit de la galerie (sous la combinaison « 1,35G »)

EUROCODE 2-1992 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C				
Element: 61				
Station Loc 0.000				
Section ID SECRAD				
Combo ID COMB3				
Material Partial Factors of Safety GammaC=1.15 GammaS=1				
L=0.434				
B=1.000 D=0.600 bf=1.000 ds=0.000 dct=0.050 dcb=0.050				
E=12600000.00 fyk=400000.000 fck=20000.000 Light Wt. Shr. Fac.=1.000 fywk=400000.000				
DESIGN MOMENTS, M3				
		Positive Moment	Negative Moment	
		443.026	0.000	
FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3				
		Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar
		8.250E-04	0.000	0.000
		0.002	0.002	0.000
				Minimum Rebar
				8.250E-04
SHEAR REINFORCEMENT FOR SHEAR, U2				
		Design Rebar	Shear Uu	Shear Uc/GammaC
		0.006	2042.406	757.070
				Shear Us/GammaS
				1285.336



**Figure 20** Détail de ferrailage du tronçon le plus sollicitée du radier

EUROCODE 2-1992 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C					
Element: 62					
Station Loc 0.958					
Section ID SECRAD					
Combo ID COMB3					
Material Partial Factors of Safety GammaC=1.15 GammaS=1					
L=0.958					
B=1.000 D=0.600 bf=1.000 ds=0.000 dct=0.050 dcb=0.050					
E=12600000.00 fyk=400000.000 fck=20000.000 Light Wt. Shr. Fac.=1.000 fywk=400000.000					
DESIGN MOMENTS, M3					
		Positive Moment	Negative Moment		
		58.805	0.000		
FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3					
		Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top	(+2 Axis)	8.250E-04	0.000	0.000	8.250E-04
Bottom	(-2 Axis)	8.250E-04	2.692E-04	0.000	8.250E-04
SHEAR REINFORCEMENT FOR SHEAR, U2					
		Design Rebar	Shear Uu	Shear Uc/GammaC	Shear Us/GammaS
		9.000E-04	115.515	220.096	178.200

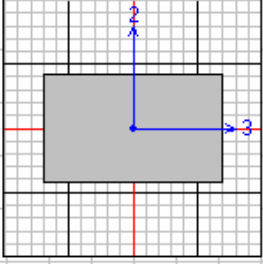


Figure 21 Ferrailage du radier

EUROCODE 2-1992 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C					
Element: 17					
Station Loc 0.000					
Section ID SECTION					
Combo ID COMB3					
Material Partial Factors of Safety GammaC=1.15 GammaS=1					
L=0.314					
B=1.000 D=0.400 bf=1.000 ds=0.000 dct=0.050 dcb=0.050					
E=12600000.00 fyk=400000.000 fck=20000.000 Light Wt. Shr. Fac.=1.000 fywk=400000.000					
DESIGN MOMENTS, M3					
		Positive Moment	Negative Moment		
		0.000	-89.406		
FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3					
		Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top	(+2 Axis)	6.563E-04	0.000	6.563E-04	5.250E-04
Bottom	(-2 Axis)	5.250E-04	0.000	0.000	5.250E-04
SHEAR REINFORCEMENT FOR SHEAR, U2					
		Design Rebar	Shear Uu	Shear Uc/GammaC	Shear Us/GammaS
		0.002	612.609	300.181	312.428

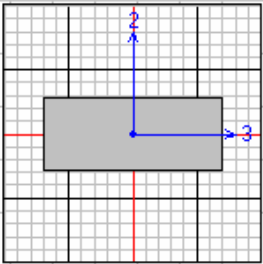


Figure 22 Détail de ferrailage du tronçon le plus sollicité de la voûte

EUROCODE 2-1992 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C				
Element: 25				
Station Loc 0.314				
Section ID SECTION				
Combo ID COMB3				
Material Partial Factors of Safety GammaC=1.15 GammaS=1				
L=0.314				
B=1.000 D=0.400 bf=1.000 ds=0.000 dct=0.050 dcb=0.050				
E=12600000.00 fyk=400000.000 fck=20000.000 Light Wt. Shr. Fac.=1.000 fywk=400000.000				
DESIGN MOMENTS, M3				
		Positive Moment	Negative Moment	
		6.542	0.000	
FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3				
		Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar
				Minimum Rebar
Top (+2 Axis)		5.250E-04	0.000	5.250E-04
Bottom (-2 Axis)		5.250E-04	4.682E-05	5.250E-04
SHEAR REINFORCEMENT FOR SHEAR, U2				
		Design Rebar	Shear Uu	Shear Uu/GammaC
				Shear Us/GammaS
		9.000E-04	0.133	152.081
				113.400

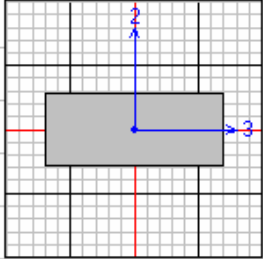


Figure 23 Détail de ferrailage de la voûte

EUROCODE 2-1992 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C				
Element: 27				
Station Loc 0.235				
Section ID SECTION				
Combo ID COMB2				
Material Partial Factors of Safety GammaC=1.5 GammaS=1.15				
L=0.235				
B=1.000 D=0.200 bf=1.000 ds=0.000 dct=0.025 dcb=0.025				
E=12600000.00 fyk=400000.000 fck=20000.000 Light Wt. Shr. Fac.=1.000 fywk=400000.000				
DESIGN MOMENTS, M3				
		Positive Moment	Negative Moment	
		0.000	-59.812	
FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3				
		Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar
				Minimum Rebar
Top (+2 Axis)		0.001	0.000	2.625E-04
Bottom (-2 Axis)		2.625E-04	0.000	2.625E-04
SHEAR REINFORCEMENT FOR SHEAR, U2				
		Design Rebar	Shear Uu	Shear Uu/GammaC
				Shear Us/GammaS
		9.000E-04	19.860	128.367
				49.304

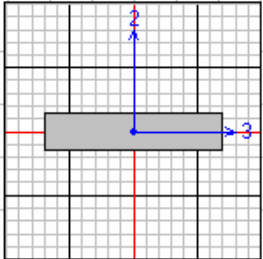


Figure 24 Détail de ferrailage du tronçon le plus sollicitée dans la voûte de la galerie



EUROCODE 2-1992 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C					
Element: 19					
Station Loc 0.235					
Section ID SECTION					
Combo ID COMB3					
Material Partial Factors of Safety GammaC=1.15 GammaS=1					
L=0.235					
B=1.000 D=0.200 bf=1.000 ds=0.000 dct=0.025 dcb=0.025					
E=12600000.00 fyk=400000.000 fck=20000.000 Light Wt. Shr. Fac.=1.000 fywk=400000.000					
DESIGN MOMENTS, M3					
		Positive Moment	Negative Moment		
		75.199	0.000		
FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3					
		Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top	(+2 Axis)	2.625E-04	0.000	0.000	2.625E-04
Bottom	(-2 Axis)	0.001	0.001	0.000	2.625E-04
SHEAR REINFORCEMENT FOR SHEAR, U2					
		Design Rebar	Shear Uu	Shear Uc/GammaC	Shear Us/GammaS
		9.000E-04	51.387	114.698	56.700

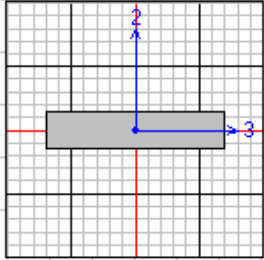


Figure 25 Détail de ferrailage de la voûte de la galerie

EUROCODE 2-1992 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, m, C					
Element: 2					
Station Loc 2.000					
Section ID SECTION					
Combo ID COMB3					
Material Partial Factors of Safety GammaC=1.15 GammaS=1					
L=2.000					
B=1.000 D=0.200 bf=1.000 ds=0.000 dct=0.025 dcb=0.025					
E=12600000.00 fyk=400000.000 fck=20000.000 Light Wt. Shr. Fac.=1.000 fywk=400000.000					
DESIGN MOMENTS, M3					
		Positive Moment	Negative Moment		
		0.000	-67.331		
FLEXURAL REINFORCEMENT FOR MOMENT, M3					
		Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top	(+2 Axis)	0.001	0.000	0.001	2.625E-04
Bottom	(-2 Axis)	2.625E-04	0.000	0.000	2.625E-04
SHEAR REINFORCEMENT FOR SHEAR, U2					
		Design Rebar	Shear Uu	Shear Uc/GammaC	Shear Us/GammaS
		9.000E-04	105.901	172.913	56.700

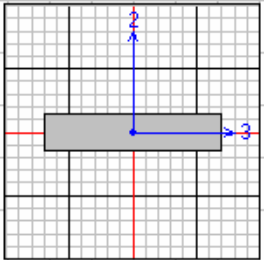


Figure 26 Détail de ferrailage du pied droit de la galerie

# ANNEXE -D-

<b>Joint</b>	<b>OutputCase</b>	<b>CaseType</b>	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>U3</b>
<b>Text</b>	<b>Text</b>	<b>Text</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
1	COMB1	Combination	0	0	-0.001934
1	COMB2	Combination	0	0	-0.002321
1	COMB3	Combination	0	0	-0.002611
4	COMB1	Combination	0	0	-0.002073
4	COMB2	Combination	0	0	-0.002488
4	COMB3	Combination	0	0	-0.002799
6	COMB1	Combination	0	0	-0.002208
6	COMB2	Combination	0	0	-0.002649
6	COMB3	Combination	0	0	-0.002981
8	COMB1	Combination	0	0	-0.002338
8	COMB2	Combination	0	0	-0.002806
8	COMB3	Combination	0	0	-0.003156
10	COMB1	Combination	0	0	-0.002465
10	COMB2	Combination	0	0	-0.002958
10	COMB3	Combination	0	0	-0.003327
12	COMB1	Combination	0	0	-0.002588
12	COMB2	Combination	0	0	-0.003106
12	COMB3	Combination	0	0	-0.003494

Tableau 1 Joint displacement (de la structure globale)

<b>Joint</b>	<b>OutputCase</b>	<b>CaseType</b>	<b>U1</b>	<b>U3</b>
<b>Text</b>	<b>Text</b>	<b>Text</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
3	COMB1	Combination	0	0
3	COMB2	Combination	0	0
3	COMB3	Combination	0	0
4	COMB1	Combination	-0.004547	-0.000399
4	COMB2	Combination	-0.005456	-0.000478
4	COMB3	Combination	-0.006138	-0.000538
7	COMB1	Combination	0	0
7	COMB2	Combination	0	0
7	COMB3	Combination	0	0
8	COMB1	Combination	0.004182	-0.000397
8	COMB2	Combination	0.005018	-0.000477
8	COMB3	Combination	0.005645	-0.000537
51	COMB1	Combination	0.00423	-0.000438
51	COMB2	Combination	0.005076	-0.000526
51	COMB3	Combination	0.005711	-0.000592
53	COMB1	Combination	0.003904	-0.000558
53	COMB2	Combination	0.004685	-0.00067
53	COMB3	Combination	0.005271	-0.000753

Tableau 2 Joint displacement (de la galerie)

ANNEXE D

Frame	Joint	Output Case	CaseType	F2	F3	M1	Frame Elem
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	Text
1	1	COMB1	Combination	32.676	2281.261	4.1458	1
1	4	COMB1	Combination	-67.626	-2190.041	2.1669	1
1	1	COMB2	Combination	39.211	2737.513	4.9749	1
1	4	COMB2	Combination	-81.152	-2628.049	2.6003	1
1	1	COMB3	Combination	44.112	3079.702	5.5968	1
1	4	COMB3	Combination	-91.296	-2956.555	2.9254	1
2	4	COMB1	Combination	126.892	2190.041	10.2575	2
2	6	COMB1	Combination	-161.843	-2098.821	7.9865	2
2	4	COMB2	Combination	152.27	2628.049	12.309	2
2	6	COMB2	Combination	-194.211	-2518.585	9.5838	2
2	4	COMB3	Combination	171.304	2956.555	13.8477	2
2	6	COMB3	Combination	-218.488	-2833.408	10.7818	2
3	6	COMB1	Combination	213.065	2098.821	15.9602	3
3	8	COMB1	Combination	-248.016	-2007.601	13.406	3
3	6	COMB2	Combination	255.678	2518.585	19.1523	3
3	8	COMB2	Combination	-297.619	-2409.121	16.0872	3
3	6	COMB3	Combination	287.638	2833.408	21.5463	3

Tableau 3 Element joint forces frame (de la structure globale)

Frame	Joint	Output Case	CaseType	F2	F3	M1	Frame Elem
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	Text
2	3	COMB1	Combination	7.248E-14	507.259	-8.585E-14	1
2	4	COMB1	Combination	-7.248E-14	-497.259	-5.911E-14	1
2	3	COMB2	Combination	8.697E-14	608.711	-1.03E-13	1
2	4	COMB2	Combination	-8.697E-14	-596.711	-7.093E-14	1
2	3	COMB3	Combination	9.785E-14	684.8	-1.159E-13	1
2	4	COMB3	Combination	-9.785E-14	-671.3	-7.979E-14	1
4	7	COMB1	Combination	0	505.844	0	2
4	8	COMB1	Combination	0	-495.844	0	2
4	7	COMB2	Combination	0	607.013	0	2
4	8	COMB2	Combination	0	-595.013	0	2
4	7	COMB3	Combination	0	682.89	0	2
4	8	COMB3	Combination	0	-669.39	0	2
9	8	COMB1	Combination	-2.801E-14	495.844	7.719E-12	3
9	51	COMB1	Combination	2.801E-14	-446.189	-7.765E-12	3
9	8	COMB2	Combination	-3.362E-14	595.013	9.263E-12	3
9	51	COMB2	Combination	3.362E-14	-535.427	-9.318E-12	3
9	8	COMB3	Combination	-3.782E-14	669.39	1.042E-11	3

Tableau 4 Element joint forces frame (de la galerie)

ANNEXE D

Frame	Station	Output Case	CaseType	P	V2	M3	Frame Elemt	Elemt Station
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m	Text	m
1	0	COMB1	Combination	-2281.162	-38.997	-4.1458	1	0
1	0.15705	COMB1	Combination	-2236.123	-20.097	0.4947	1	0.15705
1	0.31411	COMB1	Combination	-2191.085	-1.198	2.1669	1	0.31411
1	0	COMB2	Combination	-2737.394	-46.796	-4.9749	1	0
1	0.15705	COMB2	Combination	-2683.348	-24.117	0.5936	1	0.15705
1	0.31411	COMB2	Combination	-2629.302	-1.437	2.6003	1	0.31411
1	0	COMB3	Combination	-3079.568	-52.645	-5.5968	1	0
1	0.15705	COMB3	Combination	-3018.766	-27.131	0.6678	1	0.15705
1	0.31411	COMB3	Combination	-2957.964	-1.617	2.9254	1	0.31411
2	0	COMB1	Combination	-2192.263	-79.772	-10.2575	2	0
2	0.15705	COMB1	Combination	-2148.5	-58.082	0.5678	2	0.15705
2	0.31411	COMB1	Combination	-2104.737	-36.392	7.9865	2	0.31411
2	0	COMB2	Combination	-2630.716	-95.727	-12.309	2	0
2	0.15705	COMB2	Combination	-2578.2	-69.699	0.6813	2	0.15705
2	0.31411	COMB2	Combination	-2525.685	-43.671	9.5838	2	0.31411
2	0	COMB3	Combination	-2959.555	-107.693	-13.8477	2	0
2	0.15705	COMB3	Combination	-2900.475	-78.411	0.7665	2	0.15705

**Tableau 5 Element forces frame (de la structure globale)**

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	M3	Frame Element	Elemt Station
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m	Text	m
2	0	COMB1	Combination	-507.259	6.385	34.9553	2	0
2	1	COMB1	Combination	-502.259	42.415	10.5553	2	1
2	2	COMB1	Combination	-497.259	78.445	-49.8747	2	2
2	0	COMB2	Combination	-608.711	7.662	41.9463	2	0
2	1	COMB2	Combination	-602.711	50.898	12.6663	2	1
2	2	COMB2	Combination	-596.711	94.134	-59.8497	2	2
2	0	COMB3	Combination	-684.8	8.62	47.1896	2	0
2	1	COMB3	Combination	-678.05	57.26	14.2496	2	1
2	2	COMB3	Combination	-671.3	105.901	-67.3309	2	2
4	0	COMB1	Combination	-505.844	3.903	31.9759	4	0
4	1	COMB1	Combination	-500.844	40.503	9.7726	4	1
4	2	COMB1	Combination	-495.844	77.103	-49.0308	4	2
4	0	COMB2	Combination	-607.013	4.684	38.3711	4	0
4	1	COMB2	Combination	-601.013	48.604	11.7271	4	1
4	2	COMB2	Combination	-595.013	92.524	-58.837	4	2
4	0	COMB3	Combination	-682.89	5.27	43.1675	4	0
4	1	COMB3	Combination	-676.14	54.68	13.193	4	1

**Tableau 6 Element forces frame (de la galerie)**

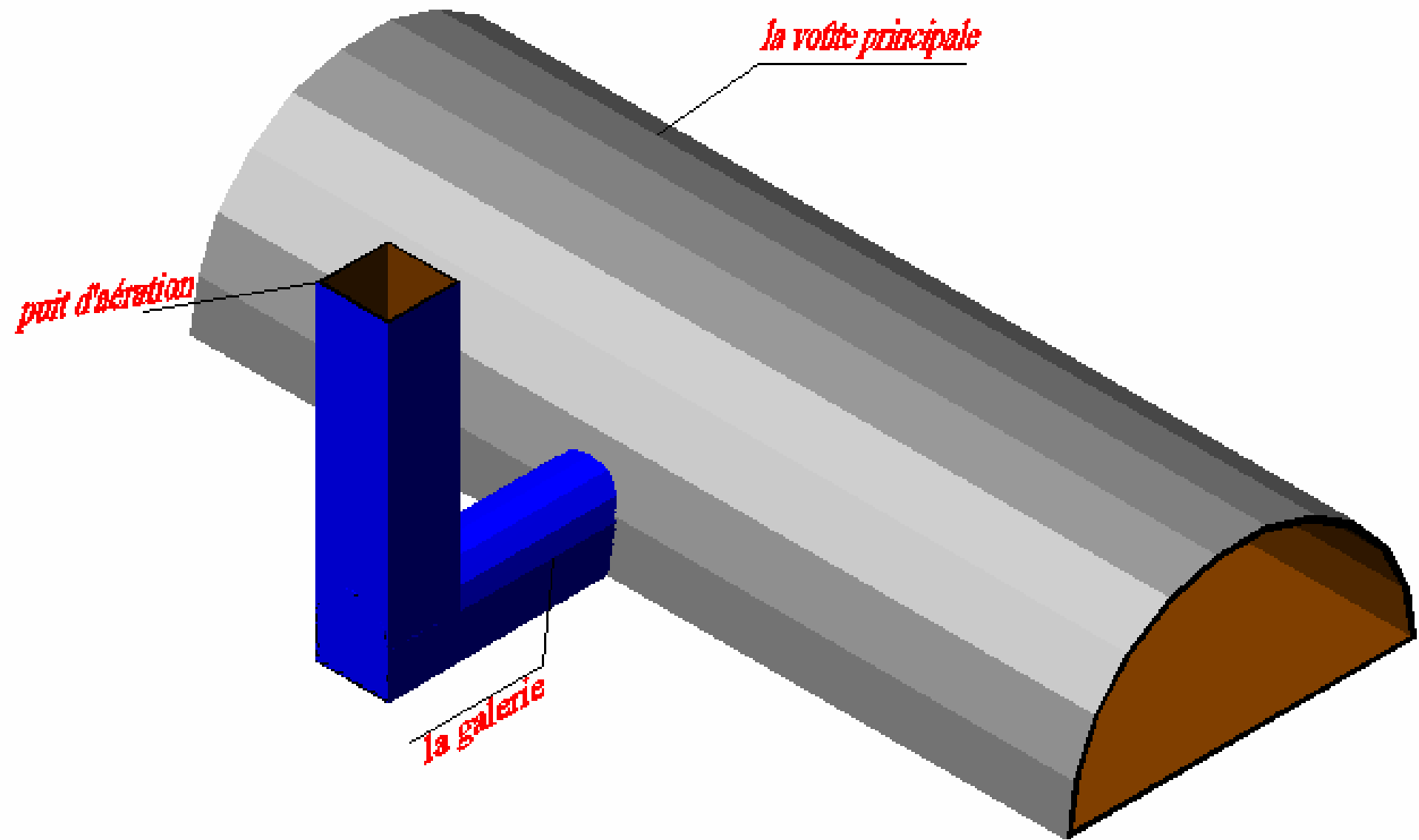
ANNEXE D

OutputCase	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	CentroidFY	CentroidFy	ZCentroidF	XCentroidFZ	YCentroidFZ	ZCentroidFZ
Text	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m	m	m	m
COMB1	-4.513	5647.73	-5.8734	2823.869	2.2567	-1	-68995.777	10.19677	-1	-0.00221	-6.06598
COMB2	-5.416	6777.28	-7.0481	3388.643	2.708	-1.2	-82794.932	12.23612	-1.2	-0.00265	-7.27918
COMB3	-6.093	7624.44	-7.9291	3812.223	3.0465	-1.35	-93144.298	13.76564	-1.35	-0.00298	-8.18907

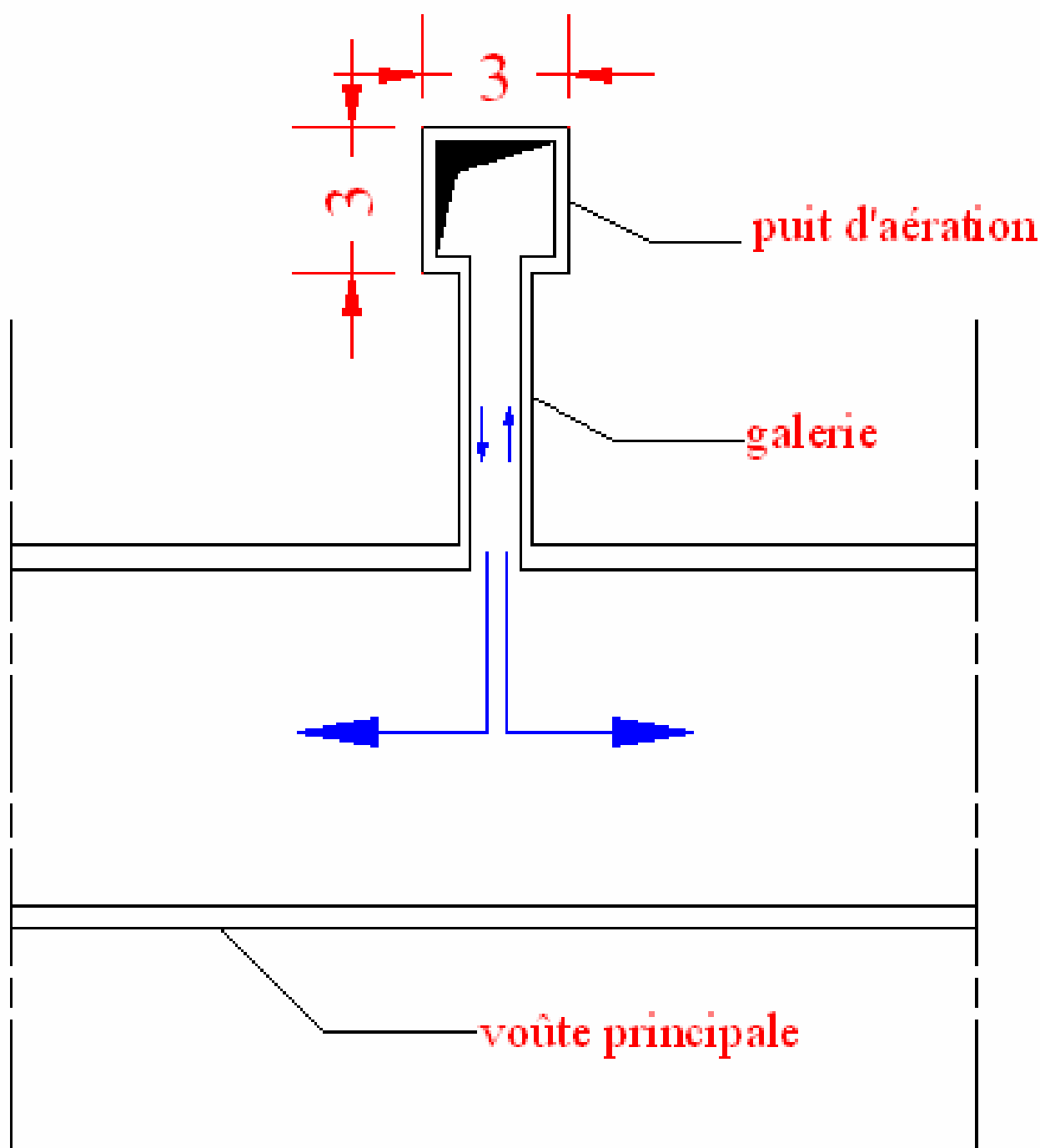
Tableau 7 Base réaction (de la structure globale)

OutputCase	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	CentroidFX	CentroidFX	CentroidFY	CentroidFY	CentroidFZ	CentroidFZ
Text	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m	m	m	m
COMB1	7.248E-14	1013.104	506.5519	5.1018	-1.2408	-9.197E+12	1	-3	1	4.879E+12	1
COMB2	8.697E-14	1215.725	607.8623	6.1222	-1.489	-1.104E+13	1.2	-3.6	1.2	5.855E+12	1.2
COMB3	9.785E-14	1367.69	683.8451	6.8875	-1.6751	-1.242E+13	1.35	-4.05	1.35	6.587E+12	1.35

Tableau 8 Base réaction (de la galerie)

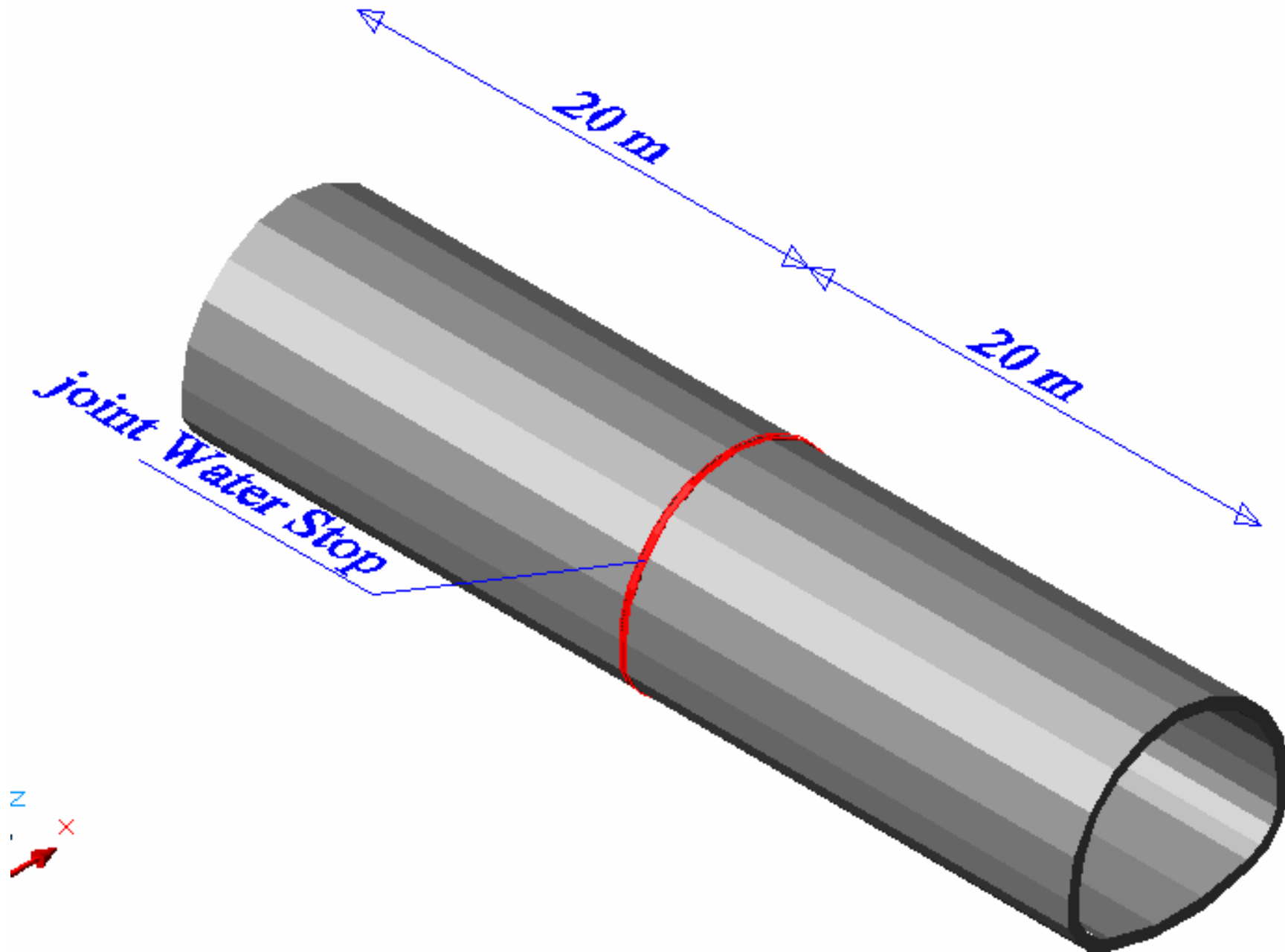


**Processus d'excavation**



coupe longitudinal





Coulage par plot de 20 mètre