

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*



*UNIVERSITE de JIJEL*



*Département de Génie Civil et Hydraulique*

# **PROJET DE FIN D'ETUDE**

*En vue de l'obtention du Diplôme de*

**MASTER ACADEMIQUE**

*Filière : Génie Civil*

*Option : Géotechnique*

**Thème**

*Etude de la stabilité de soutènement provisoire  
d'un tunnel bitube << cas de tunnel  
Constantine-Skikda, PK 230+ (860-880)>>*

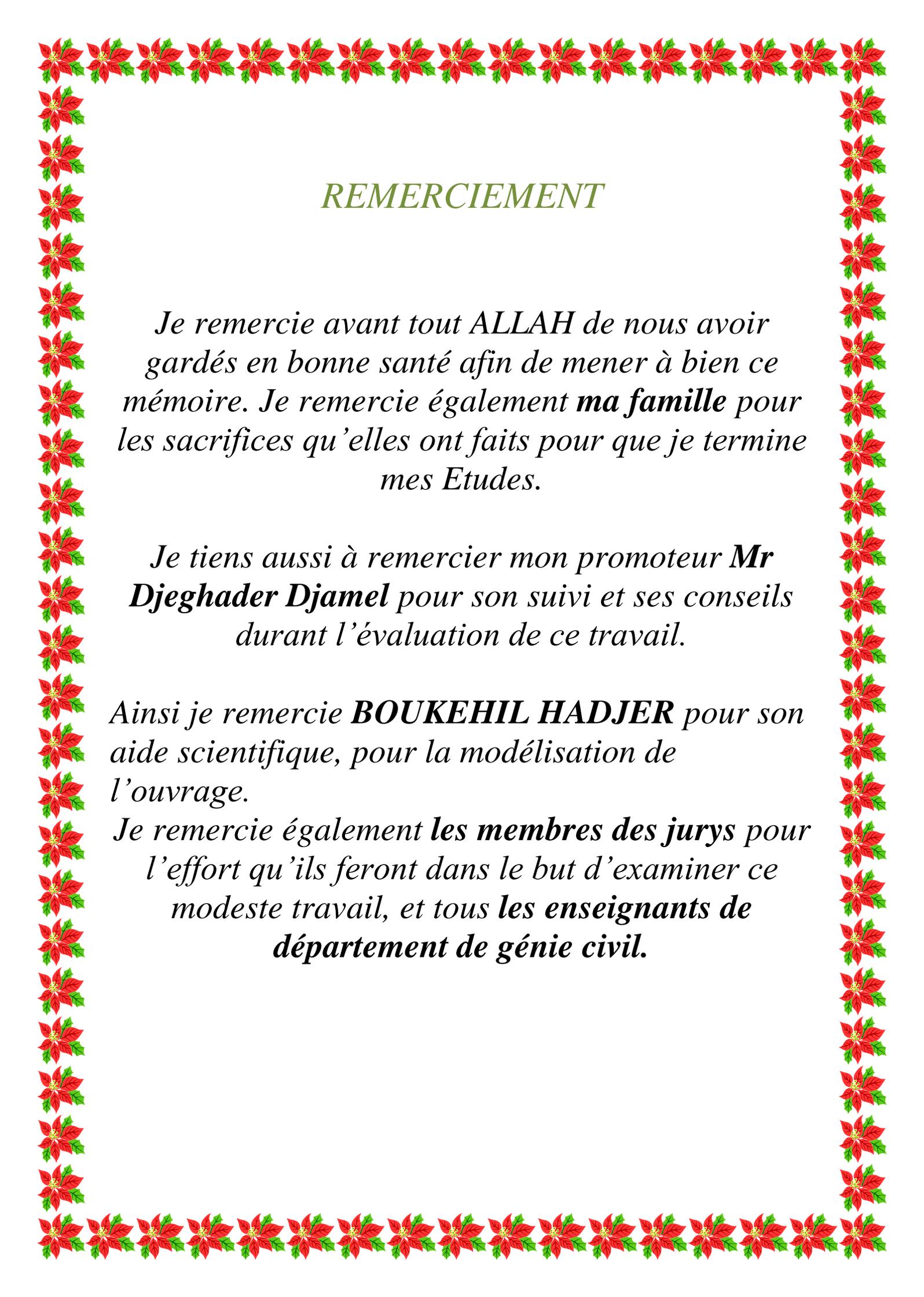
*Présenté par :*

*ZAITER Sara*

*Encadré par :*

*Mr. DJAGHADAR Djamel*

*∞ Promotion 2020 ∞*



## REMERCIEMENT

*Je remercie avant tout ALLAH de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce mémoire. Je remercie également **ma famille** pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que je termine mes Etudes.*

*Je tiens aussi à remercier mon promoteur **Mr Djeghader Djamel** pour son suivi et ses conseils durant l'évaluation de ce travail.*

*Ainsi je remercie **BOUKEHIL HADJER** pour son aide scientifique, pour la modélisation de l'ouvrage.*

*Je remercie également **les membres des jurys** pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail, et tous **les enseignants de département de génie civil.***

## **DÉDICACE**

*À ma mère, la femme de ma vie,*

*À mon père, l'homme de ma vie*

*En signe de respect et de reconnaissance,*

*Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont toujours présents dans  
mon cœur.*

*A Mes chers parents, les premières personnes qui ont cru en moi, qui  
m'ont encouragée et soutenu le long de mon chemin. Merci pour vos  
sacrifices, dévouement et surtout de m'avoir fait autant de confiance,  
de n'avoir jamais douté de mes capacités et de m'avoir éduqué les  
valeurs justes de la vie, avec autant de sagesse.*

*Merci maman de m'avoir écoutée avec autant de patience, de m'avoir  
encouragée et merci pour ton soutien moral. Sans toi je ne serais  
jamais arrivée au bout du chemin.*

*A mes sœurs, ASMA, KHAOULA, HADJER, SAFA, mes amis(es), mes  
collègues de la promotion, et à toutes personnes ayant contribué à  
ce travail de près ou de loin.*

*Merci à vous tous.*

**SARA**

# SOMMMAIRE

<b>ITRODUCTION GENERALE</b> .....	1
-----------------------------------	---

## **CHPITRE I : GENERALTE SUR LES TUNNELS**

I.1. Introduction .....	2
I.2. Définition des tunnels.....	2
I.3. Classification des tunnels .....	3
I.3. 1. Classification des tunnels selon leurs profondeurs.....	3
I.3.1.1. Tunnel à ciel ouvert.....	3
I.3.1.2. Tunnel à faible profondeur .....	3
I.3.1.3. Tunnel profond.....	4
I.3.2. Classification des tunnels selon leur fonctionnement.....	4
I.3.2.1. Les tunnels de communication parmi lesquels.....	4
I.3.2.2. Les tunnels de transport.....	4
I.3.2.3. Les tunnels et cavités de stockage .....	5
I.3.3. Classification selon la forme de section .....	5
I.4. Technique de creusement .....	5
I.4.1. Méthodes de creusement .....	5
I.4.1.1. Méthode d'excavation par section (séquentielle) .....	5
I.4. 2. Le mode de creusement des tunnels .....	8
I.4.2.1. L'exécution du creusement dans les terrains meubles.....	8
I.4.2.2. L'exécution du creusement dans les terrains durs .....	8
I.5. Conclusion .....	11

## **CHPITRE II : STABILITE DES TUNNELS**

II.1. Introduction .....	12
II.2. Définition d'un soutènement .....	12
II.3. Types de soutènements .....	12
II.3.1. Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM) .....	12
II.3.2. Soutènement métallique .....	13
II.3.3. Soutènement par cintres métalliques .....	17
II.3.3.1. Cintres métalliques lourds .....	17
II.3.3.2. Cintres métalliques légers et coulissants .....	17

## SOMMMAIRE

II.3.3.3.	Cintres réticulés.....	18
II.3.3.4.	Le béton projeté .....	18
II.4.	Choix d'un mode de soutènement .....	19
II.5.	Le Revêtement.....	20
II.5.1.	Revêtement définitif.....	20
II.5.2.	Types de revêtement.....	20
II.6.	Les accessoires des tunnels.....	23
II.6.2.	Drainage.....	23
II.6.3.	Ventilation.....	24
II.7.	Conclusion.....	25

## CHPITRE III : CONTRAINTES ET SOUTENEMENT

III.1.	Introduction.....	26
III.2.	Types et origines des poussées souterraines .....	26
III.2.1.	Poussée de détente .....	26
III.2.2.	Poussée géologique .....	27
III.2.3.	Poussée de gonflement .....	28
III.3.	Méthodes de détermination des pressions souterraines .....	28
III.3.1.	Pressions verticales .....	28
III.3.1.1.	Théorie de TERZAGHI .....	29
III.3.1.2.	Théorie des poids des terres.....	30
III.3.2.	Pressions horizontales.....	31
III.3.2.1.	Théorie de TERZAGHI.....	31
III.4.	Evaluation des pressions hydrostatiques.....	31
III.5.	Charges et surcharges.....	31

## SOMMMAIRE

III.5.1 Charges intérieures.....	31
III.5.2. Charges extérieures .....	32
III.6.Soutènement provisoire.....	32
III.6.1.Réalisation soutènement provisoire.....	32
III.6.2. Système statique de soutènement.....	33
III.6.3. Hypothèses du calcul .....	33
III.6.4. Détermination des efforts .....	33
III.6.5. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté .....	36
III.6.5.1. Rigidités des cintres métalliques.....	36
III.6.5.2. Rigidités de la voûte en béton projeté.....	37
III.6.6. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement.....	38
III.6.7. La vérification du cintre.....	38
III.6.8.La vérification du béton projeté.....	38
III.6.9.Vérification du cisaillement.....	39
III.6.9.1.Vérification des cintres.....	39
III.6.9.2.Vérification au cisaillement du béton projeté.....	40
III.6.10. Vérification d'assemblage des éléments du cintre.....	40
III.6. Conclusion.....	40

# SOMMMAIRE

## CHPITRE IV : PRESENTATION DU PROJET

IV.1. Introduction.....	41
IV.2. Description générale du projet .....	41
IV.3. Implantation et tracé de tunnel T4 .....	42
IV.3.1. Tracé en plan.....	42
IV.4. Reconnaissance géologique, géotechnique et hydrogéologique.....	43
IV.4.1 .géologie du site.....	43
IV.4.1 .1.Géologie Régionale.....	43
IV.4.1.2. Géologie Locale.....	44
IV.4.2. Conditions géotechniques .....	47
IV.4.3. Conditions hydrogéologiques.....	48
IV.5. Paramètres géotechniques de la partie de calcul .....	48
IV.6. Conclusion .....	50

## CHPITRE V : CALCULE DES CHARGES ET DIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

V.1. Introduction .....	51
V.2. Calcul des charges agissant sur le soutènement du tunnel .....	51
V.3. Calcule de pression agissant sur le soutènement de la demi-section supérieur...52	
V.4. Calcul de la pression agissant sur le soutènement de la structure globale .....	55
V.5. Calcul pression agissant sur le radier .....	57
V.6. Dimensionnement du soutènement provisoire .....	58

## SOMMMAIRE

IV.6.1. Définition des charges agissant sur l'ouvrage .....	58
V .6.2. Caractéristique du soutènement provision .....	62
V.6.2.1. Caractéristiques du Béton projeté.....	63
V.6 .2.2.Caractéristiques du profile HEB220 .....	63
V.6.2.3.Caractéristiques des boulons d'ancrage .....	64
V.6.3. Répartition des efforts internes entre les centres métalliques et la voute en béton projeté .....	64
V.6.3.1. Rigidités des centres métalliques .....	64
V.6.3.2. Rigidité de la voute en béton projeté à la compression .....	64
V.6.3.3.Calcul la rigidité équivalente de soutènement provisoire.....	65
V.6.3.4.Rigidité normale de : boulon d'ancrage + coulis de ciment.....	65
V.7. Conclusion .....	66

## CHPITRE VI : MODELISATION ET DISCUSSION

VI.1. Introduction .....	67
VI.2. Présentation de modèle Plaxis 2D.....	67
VI.3. Caractéristiques du terrain et de soutènements.....	67
VI. 3.1. Caractéristiques géotechniques du terrain.....	67
VI .3.2.Caractéristiques mécaniques du soutènement (cintre et béton projeté) .....	68
VI.4.Tunnel renforcé par boulons d'ancrage.....	69
VI .4.1. Tunnel renforcé par boulons $\Phi 16$ .....	69
VI.4.2. Tunnel renforcé par boulons $\Phi 20$ .....	70
VI.4.3. Tunnel renforcé par boulons $\Phi 25$ .....	71

## SOMMMAIRE

VI .4.4. Tunnel renforcé par boulons $\Phi$ 32 .....	72
VI .5. Modélisation du tunnel renforcé par boulon d'ancrage .....	73
VI .5.1. Génération de la géométrie de modèle .....	74
VI .5.2. Phasage de calcul .....	75
VI .5.2.1. Méthode de creusement en pleine section.....	75
VI.5.2.2. Méthode de creusement en demi-section .....	76
VI .5.2.3. Méthode de creusement en section divisée .....	76
VI .6. Résultats et discussion .....	77
VI.6.1. Effet de diamètre des boulons d'ancrage sur la stabilité de tunnel.....	78
VI.6.1.1. Creusement en pleine section.....	78
VI.6.1.2. Creusement en demi-section et en section divisée.....	86
VI.6.2. Effet du mode de creusement sur la stabilité du sol entourant le tunnel.....	87
VI.7. Conclusion.....	89
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>90</b>

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau IV.1.</b> Paramètres géotechniques de la partie de calcul .....	49
<b>Tableau V.1 :</b> les contraintes aux niveaux de tunnel.....	58
<b>Tableau V.2 :</b> coefficients des réactions d'appuis.....	61
<b>Tableau V.3.</b> Caractéristique du béton projeté.....	63
<b>Tableau V.4 :</b> caractéristiques mécaniques des boulons d'ancrage.....	66
<b>Tableau. VI.1 :</b> Valeurs des paramètres géotechniques de la section étudiée.....	68
<b>Tableau. VI.2.</b> Propriétés mécaniques de soutènement.....	69
<b>Tableau. VI.3.</b> Propriétés mécaniques des Boulons d'ancrage.....	69
<b>Tableau. VI.4.</b> Taux de changement de moment fléchissant.....	80
<b>Tableau. VI.5.</b> Taux de changement de moment fléchissant.....	82
<b>Tableau. VI.6.</b> Taux de changement de déplacement horizontal.....	84
<b>Tableau. VI.7.</b> Taux de changement de déplacement vertical.....	86

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.1</b>	distinction entre tunnels profonds et peu profonds.....	4
<b>Figure I .2.</b>	Creusement en pleine section.....	6
<b>Figure. I .3.</b>	Creusement en demi-section.....	7
<b>Figure I .4.</b>	Creusement en section divisée .....	7
<b>Figure I .5.</b>	Creusement en Tunnelier ou machine à attaque globale (TBM).....	9
<b>Figure I .6 :</b>	Machine attaque ponctuelle.....	10
<b>Figure.II.1</b>	Application de la méthode .NATM.....	13
<b>Figure. II.2</b>	Ancrage d'un bloc sans cohésion dans les joints.....	13
<b>Figure.II.3</b>	Ancrage d'un bloc instable dans une roche solide le surmontant.....	14
<b>Figure.II.4</b>	Ancrage d'un bloc avec cohésion dans les joints.....	14
<b>Figure.II.5</b>	Boulons à ancrage ponctuel et à ancrage réparti.....	15
<b>Figure.II.6.</b>	Boulonnage à ancrage ponctuel.....	16
<b>Figure.II.7</b>	Boulonnage à ancrage réparti.....	16
<b>Figure.II.8</b>	Cintres métallique lourd.....	17
<b>Figure. II.9</b>	Cintres légers.....	18
<b>Figure. II.10</b>	Cintres réticulés.....	18
<b>Figure.II.11</b>	Mise en place de béton projeté.....	19
<b>Figure II.12</b>	Exemple de coffrage de tunnel.....	22
<b>Figure II.13</b>	Armatures de radier.....	22
<b>Figure II.14</b>	Etanchéité par Géo membrane.....	23
<b>Figure II.15</b>	Drainage.....	24

<b>Figure II.16</b> Ventilation de tunnel.....	25
<b>Figure III.1.</b> Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation.....	27
<b>Figure III.2 :</b> Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI.....	29
<b>Figure III.3 :</b> Représentation schématique la Théorie des poids des terres.....	30
<b>Figure III.4 :</b> Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.....	34
<b>Figure IV.1.</b> Portails sud de tunnels T4 (photo sur site).....	41
<b>Figure IV .2 .</b> Coupe transversale de tunnel.....	42
<b>Figure IV.3.</b> Tracé en plan et coupe longitudinale du T4.....	43
<b>Figure IV.4</b> Emplacement du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou.....	44
<b>Figure IV.5.</b> Coupe géologique de tunnel T4.....	45
<b>Figure IV.6</b> Zone de végétation intense à Djebel Kantour .....	46
<b>Figure IV.7.</b> Zone du portail sud .....	46
<b>Figure IV.8</b> Zone du portail nord.....	47
<b>Figure IV.9</b> présente une coupe transversale de la partie de calcul.....	50
<b>Figure V.1</b> coupe transversale de tunnel avec les différentes couches au-dessus de tunnel...	51
<b>Figure V.2 :</b> Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.....	60
<b>Figure V.3 :</b> Représentation du soutènement provisoire.....	63
<b>Figure. VI.1.</b> Tunnel renforcé par boulon d’ancrage $\Phi 16$ .....	70
<b>Figure VI.2.</b> Tunnel renforcé par boulon d’ancrage $\Phi 20$ .....	71
<b>Figure. VI.3.</b> Tunnel renforcé par boulon d’ancrage $\Phi 25$ .....	72
<b>Figure. VI.4.</b> Tunnel renforcé par boulon d’ancrage $\Phi 32$ .....	73
<b>Figure VI.5 :</b> Géométrie de l’ouvrage en Plaxis.....	74

<b>Figure. VI.6 :</b> Maillage de l'ouvrage en Plaxis.....	75
<b>Figure VI .7:</b> Moment fléchissant de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage.....	79
<b>Figure VI.8. :</b> Moment fléchissant en fonction de diamètre des boulons d'ancrage.....	80
<b>Figure VI.9:</b> Effort tranchant de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage.....	81
<b>Figure VI.10 :</b> Effort tranchant en fonction de diamètre des boulons d'ancrage.....	82
<b>Figure VI.11:</b> Déplacement horizontal de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage	83
<b>Figure. VI.12 :</b> Déplacement horizontal en fonction de diamètre des boulons d'ancrage.....	84
<b>Figure VI.13 :</b> Déplacement vertical de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage..	85
<b>Figure. VI.14 :</b> Déplacement vertical de la calotte en fonction des types de soutènement....	86
<b>Figure. VI.15.</b> Histogramme de déplacement vertical de tunnel en fonction de mode de creusement.....	88
<b>Figure. VI. 16.</b> Histogramme de déplacement horizontal de tunnel en fonction de mode de creusement.....	89

## NOTATIONS ET ABREVIATIONS

- A** l'aire de la section du cintre.
- A<sub>b</sub>** section de béton projeté.
- A<sub>s</sub>** section profile en acier.
- B** largeur de la galerie.
- C** la cohésion initiale du terrain.
- E** module élastique.
- $\gamma$  le poids volumique.
- $\phi$  l'angle de frottement.
- E<sub>b</sub>** module d'élasticité de béton projeté.
- E<sub>s</sub>** module d'élasticité de l'acier.
- EI** rigidité flexionnelle et normale.
- EA** rigidité normale.
- F<sub>bu</sub>** contrainte de compression du béton projeté.
- H** hauteur de la couverture du sol.
- h** hauteur de la couche.
- I<sub>s</sub>** moment d'inertie de profilé.
- I<sub>b</sub>** moment d'inertie de section de béton projeté.
- N** le nombre de boulon.
- P<sub>v</sub>** la pression verticale.
- Q** poids total de l'arc.
- Q<sub>0</sub>** partie uniformément répartie de la pression géologique.
- q** surcharge.
- S<sub>b</sub>** section du boulon.
- T** effort tranchant calculé.
- K<sub>0</sub>** le coefficient de pression des terres au repos.
- $\sigma_v$  pression verticale.
- $\sigma_h$  pression horizontale.
- a** la distance entre les cintres.
- P<sub>h</sub>** la charge horizontale.
- L** la longueur de boulons d'ancrage.
- D** diamètre de boulons d'ancrage.
- A** section du boulon.

$\varphi$  diamètre.

$E_b$  module de young.

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

$E_s A_s'$  rigidité des cintres à la compression après mise en place.

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

$I_s$  moment d'inertie de profilé.

$E_b A_b$  rigidités de béton projeté avant mise en place.

$E_b A_b'$  rigidités de béton projeté après mise en place.

## Introduction générale :

Les besoins et les demandes associés à l'expansion ont augmenté avec l'augmentation de la population urbaine, parmi ces besoins une infrastructure capable de répondre à la fois aux besoins de la population et à satisfaire sa qualité de vie.

La continuelle expansion de terrain aménagé présente graduellement des défis aussi bien aux planificateurs qu'aux opérateurs. C'est pour cette raison que les ingénieurs optent pour l'exploitation des espaces souterrains comme moyen alternatif, dans le but de satisfaire les besoins sociaux sans perturber de manière significative les activités menées en surface.

Par conséquent, les tunnels sont devenus de plus en plus utiles pour vérifier les équipements enfouis et les mettre à jours, il est également possible de faire face aux transports souterrains comme les lignes de métro et les autoroutes souterraines peuvent également être rencontrées et interagissent les unes avec les autres.

Les tunnels ne peuvent être créés sans affecter le sol environnant et donc les structures environnantes. Ainsi, l'utilisation de nouvelles technologies de forage, comme les tunneliers avant sous pression, permet de contrôler les déformations du sol et d'assurer la stabilité dans des contextes géologiques changeants. Cependant, ces services ne peuvent exister sans une connaissance adéquate du sol dans lequel ils se trouvent.

La stabilité de soutènement provisoire de tunnel constitue un axe majeur dans la construction de tunnels, nous avons donc adopté cette étude centrée sur la stabilité d'un tunnel sous différents modes de renforcement, avec la prise en compte de l'effet des boulons d'ancrage sur le comportement global de soutènement provisoire.

On a :

- le chapitre 1 : des généralités sur les tunnels.

- Le chapitre 2 : Stabilité des tunnels.

- Le chapitre 3 : Contrainte et soutènement.

- Le chapitre 4 : Présentation de l'ouvrage et de la partie de calcul.

- Le chapitre 5 : Calcul des charges et dimensionnement du soutènement.

- Le chapitre 6 : Modélisation et discussion.

## **I.1. Introduction :**

Depuis une trentaine d'années, de nouvelles méthodes de construction des ouvrages (tunnel, pont, viaduc, ouvrage hydraulique) ont été introduites sur les chantiers, elles permettent de réaliser des ouvrages dans des terrains meubles et aquifères sans occasionner de dégâts importants en surface du sol. L'étude et la simulation des ouvrages souterrains sont liée étroitement aux méthodes de creusement et d'excavation avec la prise en compte de la réponse du massif, la connaissance de ces techniques de construction est importante pour arriver à des méthodes de dimensionnement optimales.

## **I.2. Définition des tunnels :**

Le mot tunnel vient du mot « tonnelle » évoquant la forme du tonneau. Il désigne un Passage souterrain.

On considère souvent qu'un tunnel doit être au moins deux fois plus grand qu'il n'est large pour mériter cette désignation. Il doit en outre être fermé de tous les côtés, excepté à chacune de ses extrémités, ce qui le différencie d'un passage en tranchée.

Un tunnel se définit comme une galerie souterraine de grande dimension, destinée à livrer passage à une voie de communication, il est utilisé dans le domaine des routes, des voies ferrées, des canaux et des métros. Il passe au travers de certains obstacles naturels ou de construction existante.

Ces obstacles que l'on rencontre sont par exemple des massifs montagneux, des cours d'eau, des zones bâties, des voies existantes ...etc.

Le tunnel peut devenir très coûteux lorsqu'il est long et percé dans une roche dure ou au contraire dans une roche friable. De plus, quelques accidents graves (ex : tunnel du Mont blanc, incendie d'un camion) ont donné une image dangereuse des tunnels. Cependant, dans un contexte difficile (fortes pentes, risque d'éboulement ou de glissement de terrain ...) le tunnel peut être une solution moins chère et plus sécurisante qu'une longue route en lacets.

Aujourd'hui, le tunnel présente une grande sécurité et une protection contre les intempéries, il a surtout l'avantage de ne pas dégrader la nature et donc de ne pas contribuer à la fragmentation éco paysager. [1]

### **I.3.Classification des tunnels :**

Les ouvrages souterrains ont des caractéristiques spécifiques dues de leur fonctionnement et destination, de l'environnement et du Milieu de construction, des méthodes et des techniques du creusement.

Du point de vue technique, la bibliographie existante classe les tunnels selon plusieurs critères, l'organigramme de la figure. Fournit une classification globale des ouvrages souterrains selon cinq critères, selon le positionnement du tunnel par rapport à la surface du terrain, le fonctionnement de l'ouvrage, la forme de la section, la topographie adjacente et selon les emplacements, dont le tunnel relie.

Il existe plusieurs classifications des tunnels :

#### **I.3. 1.Classification des tunnels selon leurs profondeurs :**

On distingue trois types des tunnels :

##### **I.3.1.1. Tunnel à ciel ouvert :**

Considérés que les tunnels superficiels sont caractérisés selon Panet (1995) par le rapport ( $H < 2B$ ).

H est la profondeur de l'axe du tunnel.

B est la largeur du tunnel.

##### **I.3.1.2. Tunnel à faible profondeur :**

Les tunnels situés à faible profondeur sont caractérisés selon finie (1981) par un rapport ( $H/B < 10$ ).

H est la profondeur du terrain de recouvrement.

B est la largeur du tunnel. [2]

### I.3.1.3. Tunnel profond :

Un tunnel est dit profond si son diamètre (ou diamètre équivalent dans le cas où la section n'est pas circulaire) est petit devant la profondeur de son axe, autrement dit si  $H/B > 10$  où  $H$  est la profondeur de l'axe du tunnel et  $B$  son diamètre.

Cela revient à dire que la variation de contrainte verticale initiale entre les parties supérieures et inférieures de la section du tunnel (avant excavation) est négligeable devant la contrainte initiale verticale due au poids des terres à la profondeur moyenne du tunnel (profondeur de l'axe). [3]

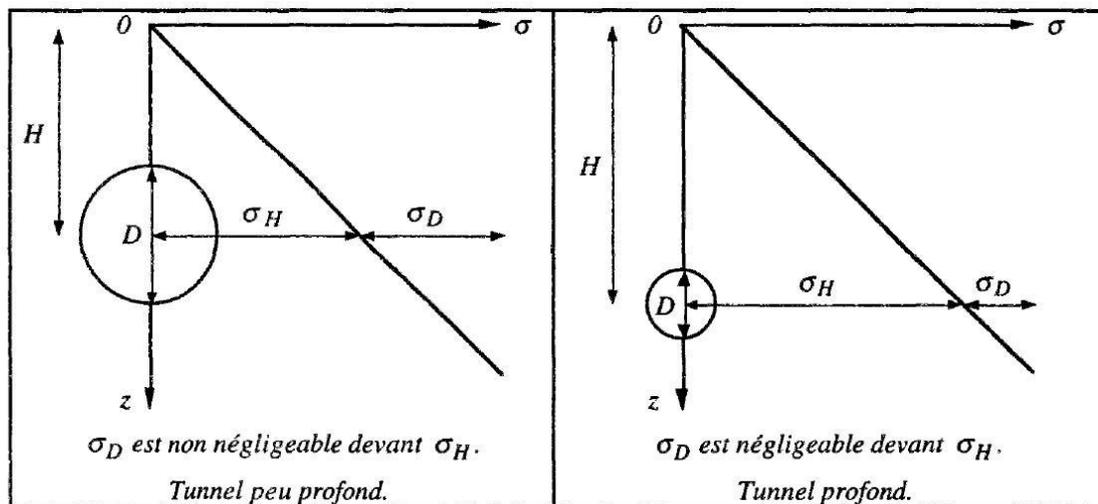


Figure I.1 distinction entre tunnels profonds et peu profonds. [4]

### I.3.2. Classification des tunnels selon leur fonctionnement :

On peut distinguer plusieurs types de tunnels :

#### I.3.2.1. Les tunnels de communication parmi lesquels :

- Les tunnels ferroviaires.
- Les tunnels routiers.
- Les tunnels de navigation
- Les tunnels métropolitains. [5]

#### I.3.2.2. Les tunnels de transport :

- Adductions d'eau.

- Galeries hydrauliques.
- Egouts.
- Galeries de canalisations [3]

### **I.3.2.3. Les tunnels et cavités de stockage :**

- Stockages liquides ou gazeux.
- Garages et parkings.
- Dépôts. [5]

### **I.3.3. Classification selon la forme de section :**

Selon le but assigné au tunnel, la nature du terrain encaissant il existe :

- La forme parabolique pleine ou tronquée.
- Courbe quelconque à plusieurs centres.
- Rectangulaire.
- Complexe.
- La forme circulaire pleine ou tronquée.

La forme elliptique pleine ou tronquée. [2]

## **I.4. Technique de creusement :**

Depuis la plus haute antiquité, les hommes construisent des tunnels. Autrefois creusés au pic et à la main, les techniques de construction se sont depuis progressivement développées, les techniques de creusement ont beaucoup évolué ces dernières années, le choix de la méthode de creusement est un point décisif du projet d'un point de vue financier et planification.

Les différents procédés d'excavation peuvent se faire suivant différents modes d'attaque en fonction de la qualité du terrain rencontré.

### **I.4.1. Méthodes de creusement :**

#### **I.4.1.1. Méthode d'excavation par section (séquentielle) :**

La multiplication des phases a pour but de sécuriser les travaux par le fait qu'à la fin de chaque phase, le massif traité autour de l'excavation converge et s'auto-équilibre tout en

réduisant les contraintes appliquées sur le soutènement. Cette faculté du terrain à s'auto supporter a, semble-t-il, été exploitée pour la première fois par des ingénieurs et chercheurs autrichiens, dont Rabcewicz (1965) dans le but de concevoir une nouvelle approche pour l'excavation des ouvrages souterrains. Leurs études ont débouché sur la conception de la Nouvelle Méthode Autrichienne pour l'excavation des tunnels (NATM : New Austrian Tunnelling Method). Une définition officielle de la NATM a été publiée en 1980 par le Comité National Autrichien pour la Construction des Cavités, membre de l'AITES (Association Internationale de Travaux En Souterrain) : "La nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément de support par activation d'un anneau de terrain portant. " L'excavation pour NATM peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré. [6]

- **Creusement à pleine section :**

Cette méthode est bien adaptée aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projet



**Figure I .2.** Creusement en pleine section

- **Creusement en demi-section :**

Cette méthode est nécessairement utilisée quand un soutènement plus important est requis, par cintres et/ou blindage.

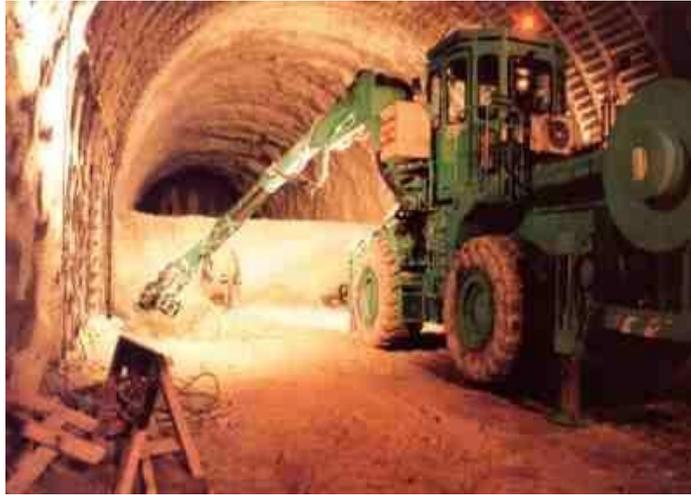


Figure. I .3. Creusement en demi-section

- **Creusement en section divisée :**

La méthode de creusement en section divisée est utilisée quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi- section

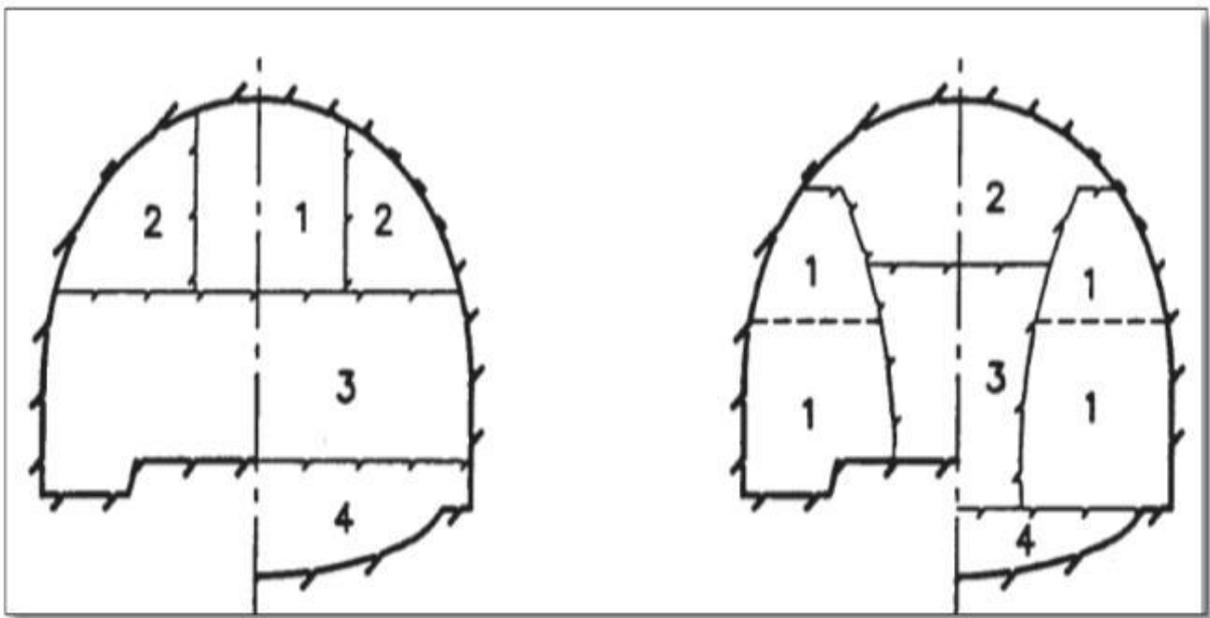


Figure I .4. Creusement en section divisée

#### **I .4. 2. Le mode de creusement des tunnels :**

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

- L'exécution du creusement dans les terrains meubles.
- L'exécution du creusement dans les terrains durs.

##### **I .4.2.1. L'exécution du creusement dans les terrains meubles :**

- **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 représentent pas d'instabilité au front de taille ou dans la roche tendre.

- **Bouclier pressurisé**

Dans les terrains meubles et aquifère, où 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 l'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).

##### **I .4.2.2. L'exécution du creusement dans les terrains durs :**

- **Tunnelier ou machine à attaque globale (TBM)**

Ces machines se sont considérablement développées ces dernières années et ont gagné en vitesse d'avancement, en fiabilité, en capacité d'adaptation aux terrains et en augmentation de diamètre d'excavation.

L'abattage est effectué à l'aide d'une roue de coupe munie de molettes (roches) ou de pics (sols). Dans le cas des sols, le creusement est réalisé à l'aide d'un (bouclier), assurant la

protection des parois de l'excavation entre le front de taille et la partie revêtue de l'ouvrage. La stabilité du front de taille est alors assurée par diverses techniques. [7]



**Figure I .5.** Creusement en Tunnelier ou machine à attaque globale (TBM) [7]

Donc, le système du tunnelier est complété par l'application d'une pression au front de taille et par l'injection d'un coulis de bourrage à l'arrière de la jupe destiné à remplir l'espace annulaire laissé entre le terrain excavé et le revêtement. Il existe différents modes de soutènement du front de taille, dans les massifs de faible résistance, l'avancement du tunnelier est assuré par des vérins longitudinaux qui s'appuient sur le soutènement déjà installé en général constitué de voussoirs en béton préfabriqué.

Sur le chantier, l'utilisation d'un bouclier est devenue très courante, mais dépend de plusieurs critères comme la nature des terrains, la proximité de la surface, le mode de soutènement utilisé. À partir de ces critères, on distingue deux grandes catégories de bouclier :

A/Les boucliers ouverts, à front pressurisé ou non.

B/Les boucliers fermés, à front pressurisé ou non. [7]

- **Machine attaque ponctuelle**

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front. Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pics de l'industrie minière, un Brise-Roche Hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle rétro de chantier. Lorsque le terrain s'y prête ( $R_c < 80\text{MPa}$ ), le rendement de cette méthode est bien meilleur que l'explosif. Ce procédé de creusement apporte toutefois son lot d'inconvénients : bruits, poussières et chaleur dégagée difficiles à combattre dans un milieu confiné [7]



Figure I.6 : Machine attaque ponctuelle

- **Creusement à l'explosif**

L'abattage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la méthode conventionnelle d'excavation. Il est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) où un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique Une technique d'abattage

s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes (qui sont détaillées sur la figure I.

Les vibrations produites par l'usage d'explosifs lors de la construction d'un tunnel sont susceptibles d'endommager celui-ci ou, plus souvent, la structure rocheuse dans le voisinage de celui-ci. En effet, une partie de l'énergie explosive utilisée pour fragmenter et abattre la matrice rocheuse se propage et se dissipe dans l'environnement du tunnel sous forme d'ondes vibratoires qui s'amortissent avec la distance.

C'est pourquoi, afin d'évaluer ce phénomène et son incidence sur la réalisation des travaux, il a procédé à une étude préalable des vibrations et, si besoin est, des procédures de contrôles sont préconisées.

Les risques étant directement liés à la proximité, l'expérience montre qu'il convient de faire un inventaire dans une bande minimale de 200 mètres autour de l'axe du projet. Au-delà de cette distance, les amplitudes des vibrations sont généralement très faibles, mais dans un contexte géologique particulier (horizon de marnes faisant office de réflecteur par exemple) des oscillations peuvent être ressenties beaucoup plus loin (1 à 2 kilomètres). [8]

### **I.5. Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons évoqué les aspects généraux des constructions souterraines et les différentes étapes d'investigation. Ensuite les techniques et les méthodes de creusement et d'excavation ont été présentés en détaille, ainsi que les conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables.

## **II.1. Introduction :**

La détermination du soutènement constitue l'un des éléments essentiels du projet et l'exécution des tunnels. Il s'agit d'un problème particulièrement complexe en raison d'influence de très nombreux paramètres. Le choix d'un type de soutènement doit donc toujours être à la charge d'un ingénieur expérimenté, que ce soit pendant l'étude et pendant les travaux. Bien souvent, plusieurs types de soutènement peuvent être envisagés pour des tunnels présentant des conditions similaires (en dimension, situation géologique et hydrogéologique) le choix doit alors prendre en compte les conditions économiques, compris l'influence des aléas d'exécution et les sujétions résultantes de l'organisation et de la sécurité du chantier.

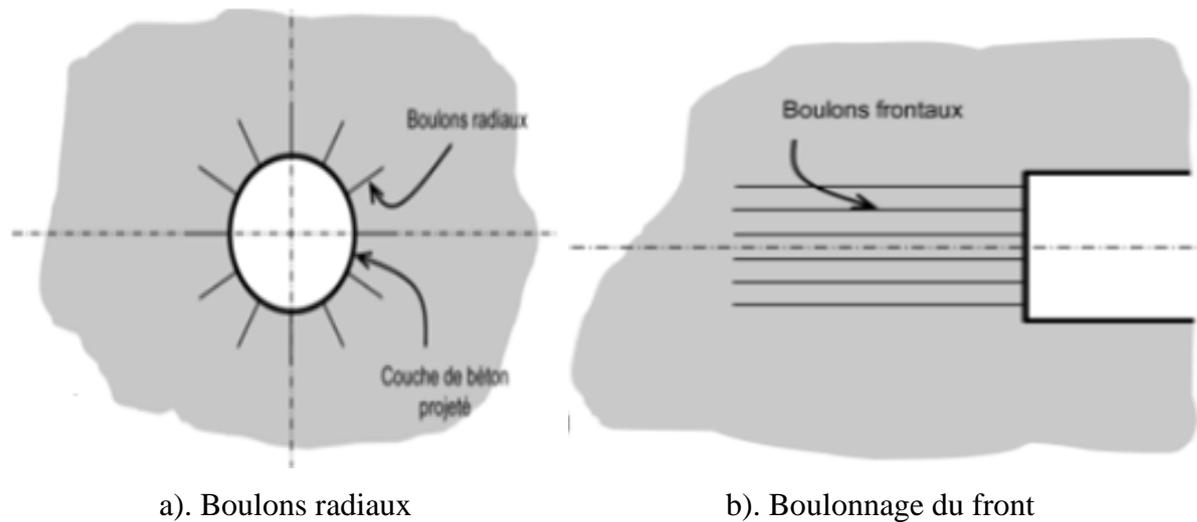
## **II.2. Définition d'un soutènement :**

Le soutènement provisoire est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du soutènement provisoire en fonction de leur mode d'action par rapport au terrain. [9]

## **II.3. Types de soutènements :**

### **II.3.1. Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM)**

NATM : New Austrian Tunneling Method, inventée par MM. Rabcewicz et Packer. Cette technique de soutènement apparue dans les années 60, combine les boulons et le béton projeté. Cette technique de soutènement s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. Il s'agit avant tout d'une méthode, celle du soutènement léger accompagnant les déformations du terrain (Fig.II.1).

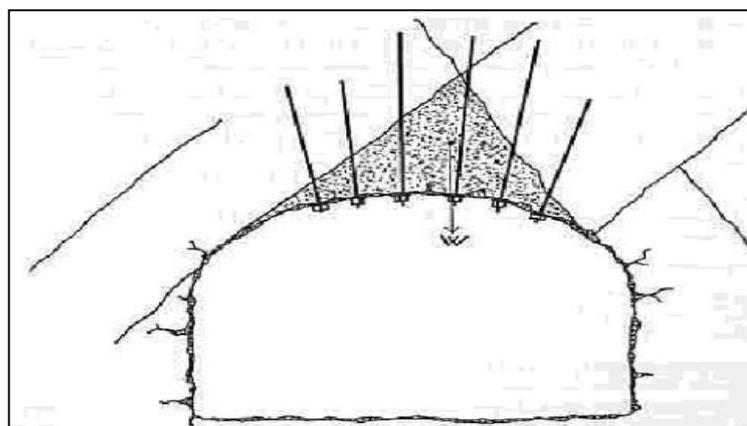


**Figure.II.1** Application de la méthode .NATM

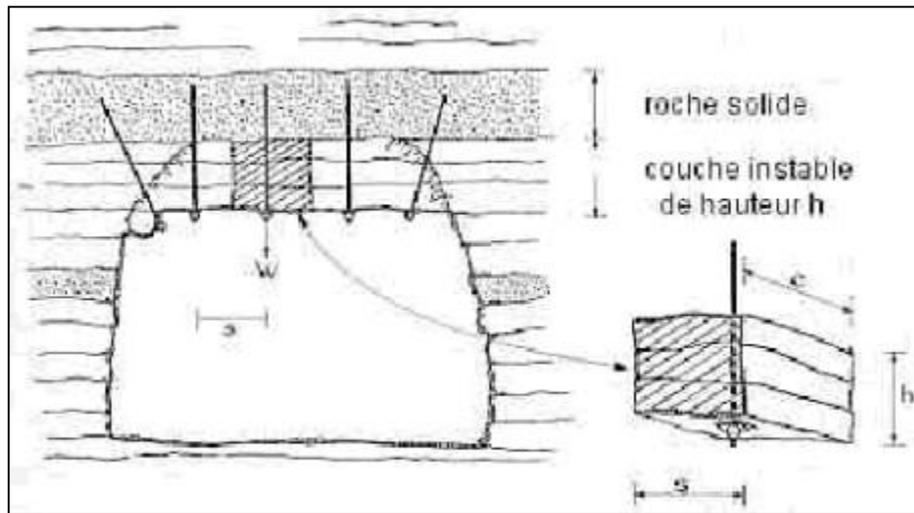
### II.3.2.Soutènement métallique :

- Soutènement par boulons d'ancrage

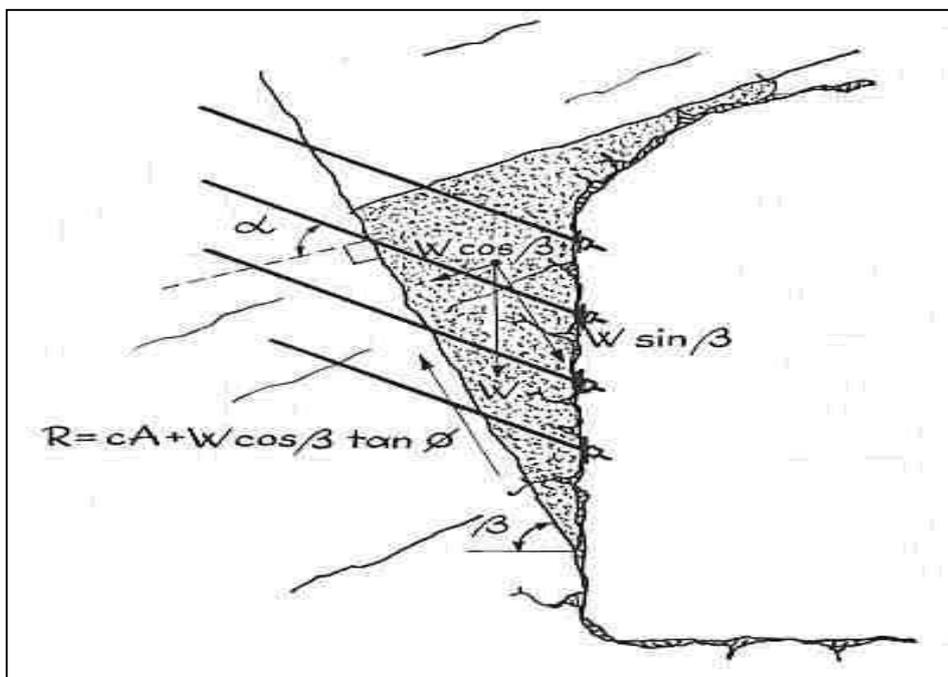
Ils font partie des soutènements dits "métalliques", et sont de deux types : les boulons à ancrage ponctuel et les boulons à ancrage réparti. La technique consiste à ancrer à l'intérieur de la roche une barre de matériau résistant (tige d'acier de 16 à 25 *mm* de diamètre, et de 1,5 à 6 *m* de longueur), qui apporte une résistance à la traction et, en confinant le matériau rocheux, permet de tirer profit des caractéristiques résistantes propres des roches de manière à assurer ainsi leur soutènement. Initialement, quand seuls les boulons à ancrage ponctuel étaient utilisés, leur travail consistait uniquement à suspendre une couche rocheuse médiocre à une autre plus résistante, comme illustré dans les différents cas ci-dessous



**Figure. II.2** Ancrage d'un bloc sans cohésion dans les joints

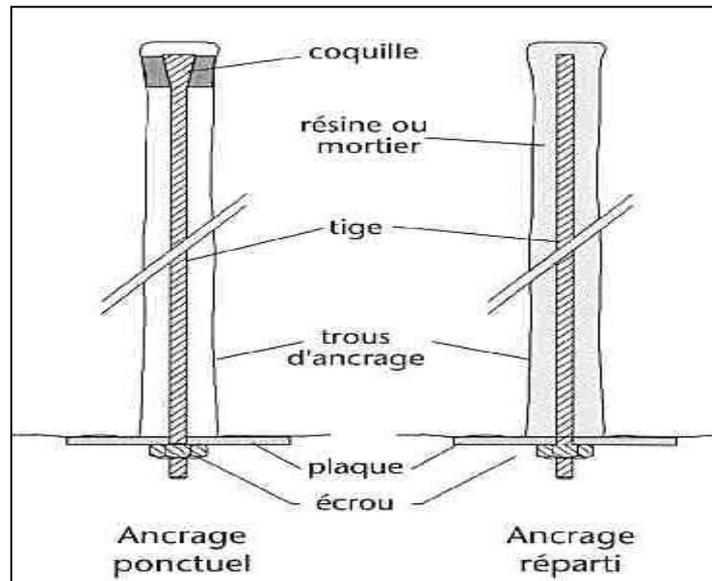


**Figure.II.3** Ancrage d'un bloc instable dans une roche solide le surmontant



**Figure.II.4** Ancrage d'un bloc avec cohésion dans les joints

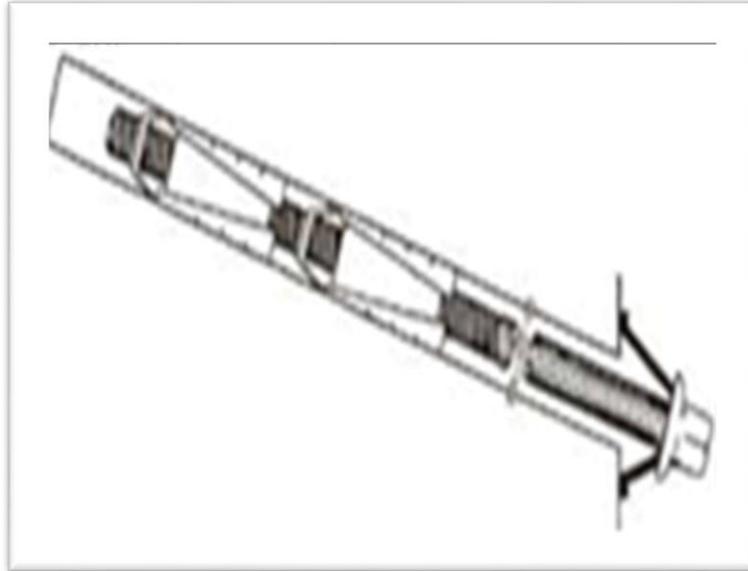
Le choix entre les deux types de boulons, à ancrage ponctuel ou continu, selon le type du système d'ancrage utilisé : par adhérence (ancrages à base de résines ou de ciments) ou par friction (ancrages mécaniques, “split-set” ou “swellex”), est essentiellement lié à la nature du terrain. [10]



**Figure.II.5** Boulons à ancrage ponctuel et à ancrage réparti

- **Boulonnage à ancrage ponctuel**

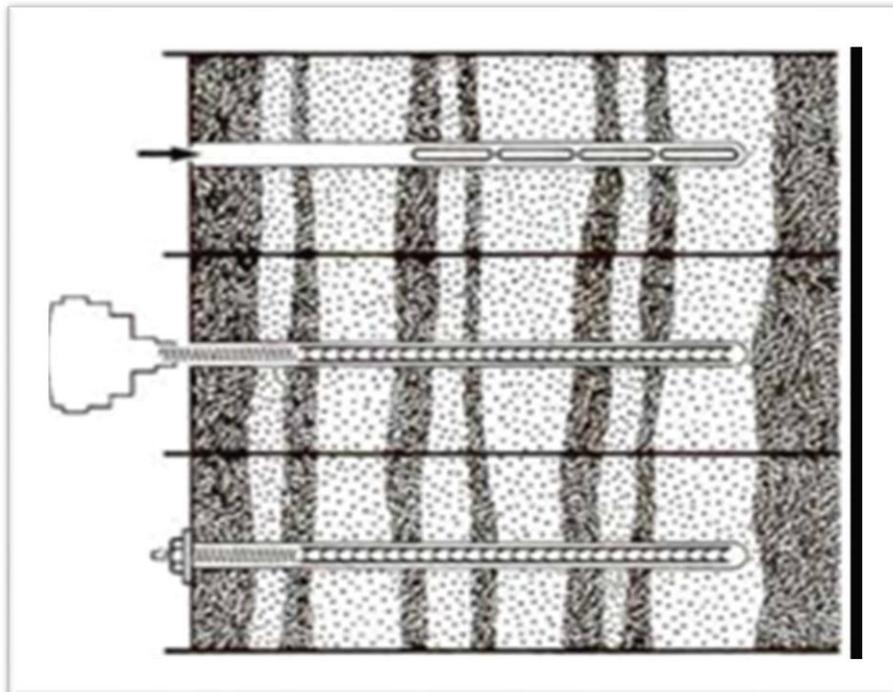
L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages par sa grande rapidité de mise en oeuvre et son utilisation même en cas de présence d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. On peut assurer l'épinglage de blocs instables. [10]



**Figure.II.6.**Boulonnage à ancrage ponctuel

- **Boulonnage à ancrage réparti**

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur. Le boulonnage à ancrage réparti consiste à "armer" la roche au moyen de barres métalliques scellées sur toute leur longueur dans le trou d'ancrage. Le produit de scellement est généralement de la résine ou du mortier de ciment. [10]



**Figure.II.7** Boulonnage à ancrage réparti

### II.3.3. Soutènement par cintres métalliques

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage. Il s'agit d'une structure rigide de caractère discontinu, qui n'est pas liée de façon intangible au terrain. Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments :

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

Les cintres métalliques peuvent être :

#### II.3.3.1. Cintres métalliques lourds

Constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis. Les profils les plus fréquemment utilisés sont (IPN, HEA, HEB). Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres. [10]

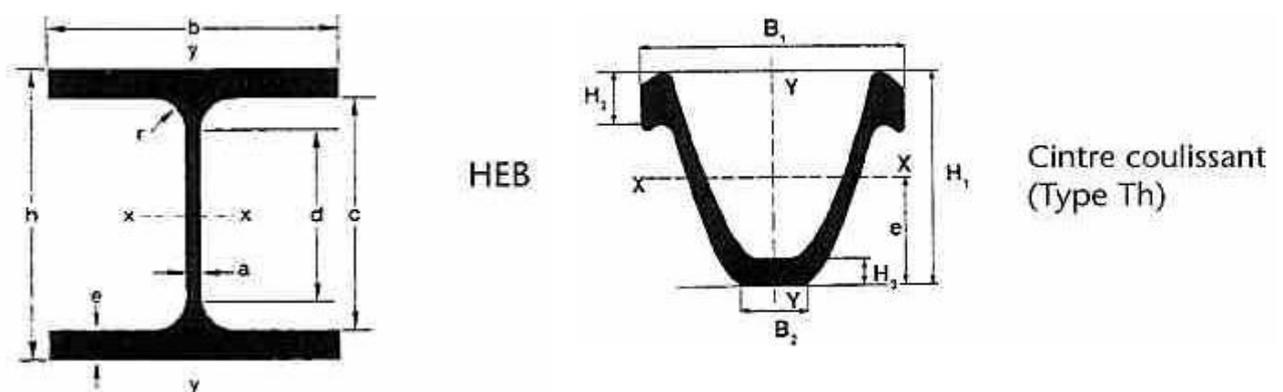


Figure.II.8 Cintres métallique lourd

### II.3.3.2. Cintres métalliques légers et coulissants

Sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulissement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres (Figure I.18). Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage. Lorsque les efforts sont importants. (Généralement de type TH, UPN).

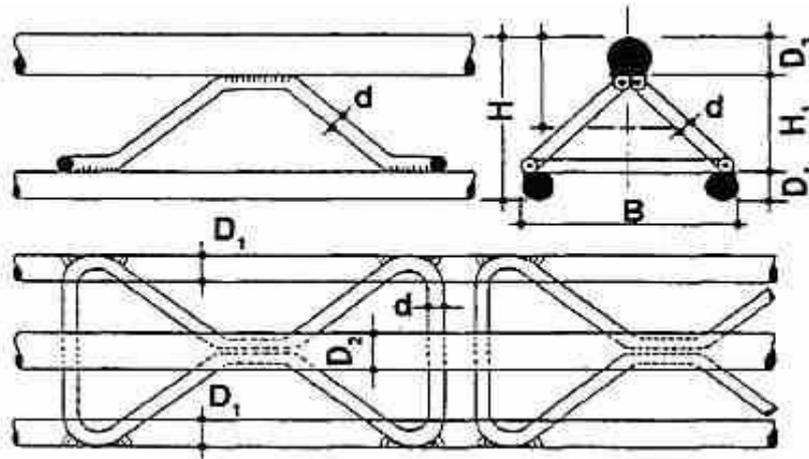


Figure. II.9 Cintres légers.

### II.3.3.3. Cintres réticulés

Cintres constitués de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton armé) liaisonnées par des aciers secondaires constituant une « réticulation» [10]

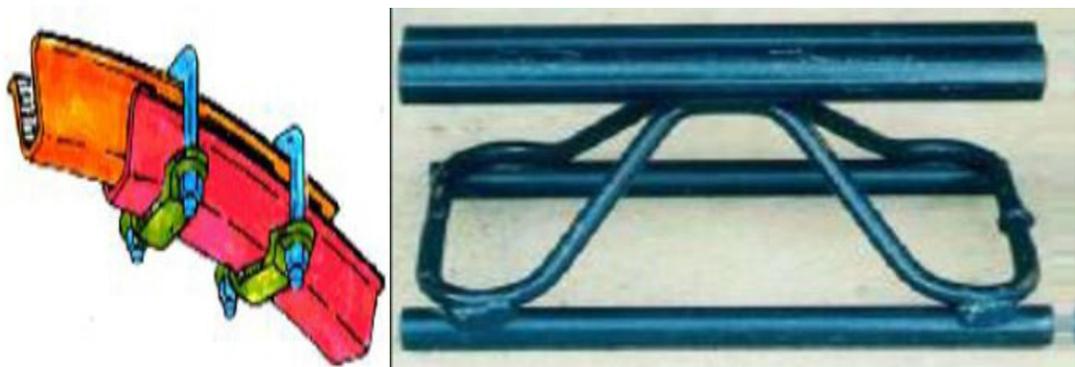


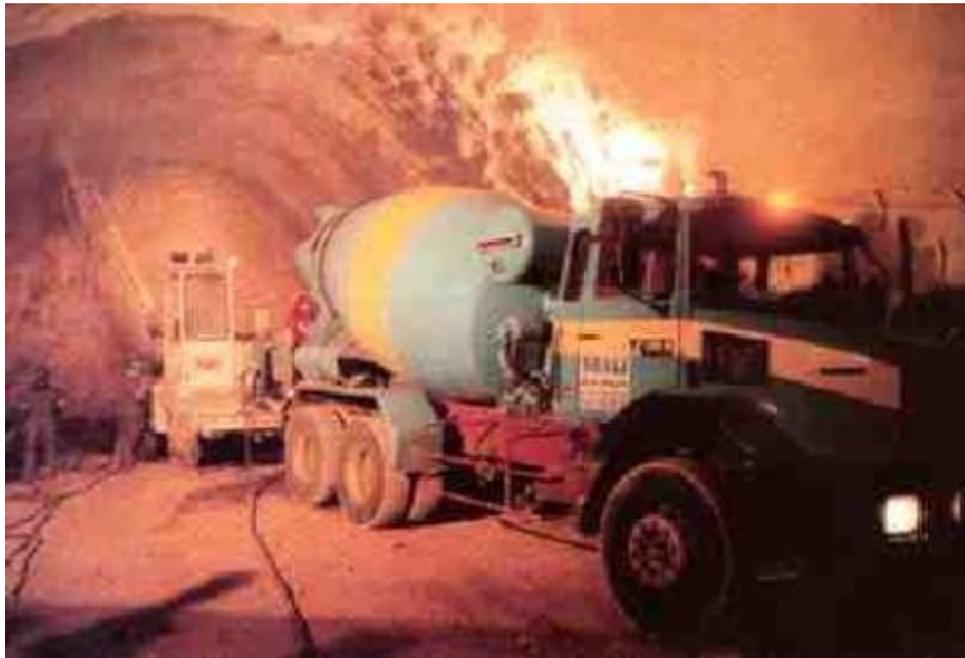
Figure. II.10 Cintres réticulés

#### II.3.3.4. Le béton projeté

Il s'agit de la technique consistant à projeter du béton, selon 3 procédés en général, à grande ou faible vitesse sur la paroi : projection par voie sèche, par voie mouillée à flux dilué, par voie mouillée à flux dense.

- Pour de faibles épaisseurs ( $< 5\text{cm}$ ) il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain.
- Il peut aussi avoir un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est alors variable en fonction du terrain, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres.

Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement. [10]



**Figure.II.11** Mise en place de béton projeté

## II.4. Choix d'un mode de soutènement :

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

- une phase d'analyse technique du problème qui aboutit à l'élimination d'un certain nombre de types de soutènement en raison de leur incompatibilité avec certaines des données techniques du projet qui peuvent être d'ordre géotechnique, géométrique ou liées à l'environnement ;
- une phase complémentaire d'analyse économique qui fait intervenir :
  - d'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût ;
  - d'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré :
    - plus ou moins grande mécanisation,
    - longueur du tunnel,
    - délais à respecter.

## II.5. Le Revêtement :

Après la mise en place d'un soutènement provisoire approprié pour la nature du terrain. Il faut mettre un autre système de soutènement de finition s'appelle revêtement définitif servi à supporter les charges à long terme. Le texte ci-dessous inclut la définition et les types de revêtement définitif.

### II.5.1. Revêtement définitif

Le revêtement définitif est placé une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement provisoire. Il est en général résistant à la charge à long terme. De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage. Le revêtement délimite la section utile intrados offrant les fonctionnalités demandées par l'emploi de l'ouvrage. Il matérialise le caractère définitif et durable de l'ouvrage vis-à-vis des exigences à respecter pour que l'ouvrage soit stable et apte à l'usage auquel il est destiné.

Le revêtement reste visible de l'intérieur du tunnel, dont il masque l'étanchéité et le soutènement provisoires. Le revêtement peut aussi recevoir un habillage pour satisfaire à certaines exigences liées à l'aspect ou à l'environnement. Les fonctions ou le rôle que sera amené à assumer le revêtement d'assurer : la tenue du tunnel à long terme, la résistance à la pression hydrostatique, la protection de l'étanchéité, la protection du système de drainage et le confort en service.

### **II.5.2. Types de revêtement**

#### **a) Revêtement en béton projeté**

Le revêtement définitif des tunnels en béton projeté est envisageable pour des ouvrages dont le dimensionnement n'impose pas des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm.

Au-delà de ces valeurs, l'utilisation du béton projeté est actuellement moins économique que celle du béton coffré. Dans l'avenir, la mécanisation et l'amélioration du rendement de la projection peuvent modifier cette limite. D'autre part, dans le cas des tunnels routiers, l'emploi du béton projeté est limité aux tunnels non ventilés ou aux tunnels dont le système de ventilation est semi transversal, le conduit de ventilation étant alors impérativement en béton coffré.

Des solutions de coques minces en béton projeté peuvent s'avérer intéressantes dans les travaux de réparation ou d'alésage à condition que le terrain encaissant soit auto-stable.

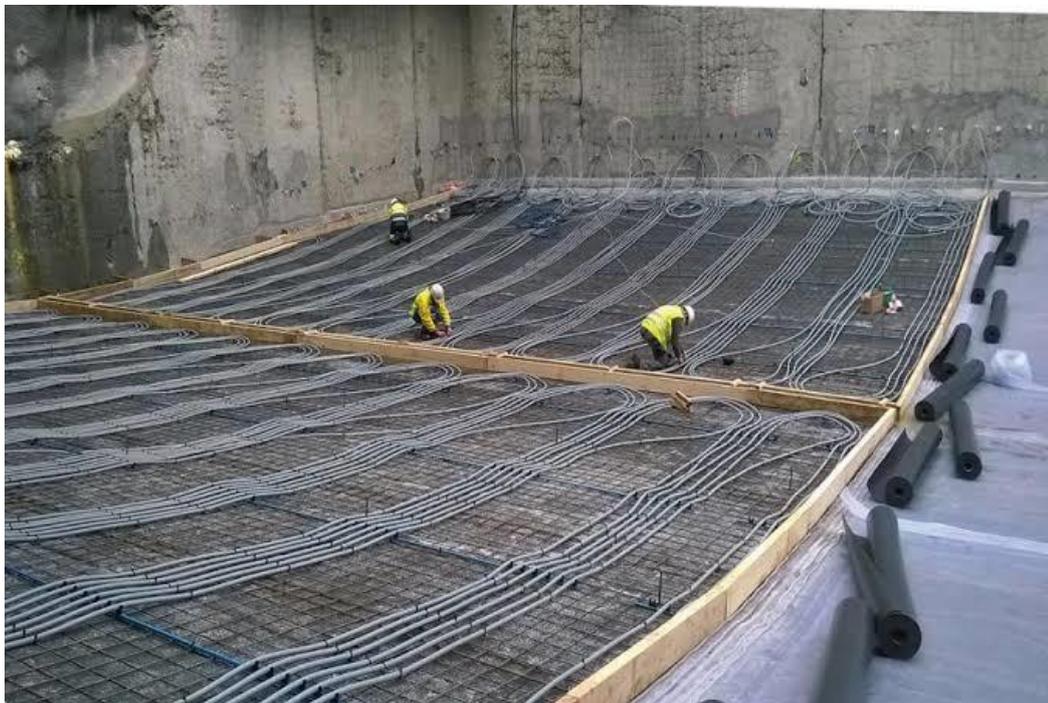
#### **b) Revêtement en béton coffré armé**

Le revêtement en béton coffré armé, une solution est adoptée lorsque le revêtement est supposé reprendre une charge hydrostatique importante, dans le cas d'un étanchement total de l'ouvrage. Le revêtement peut également être armé lorsque suite à des convergences trop importantes, son épaisseur est insuffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme.

Par ailleurs, certaines parties d'ouvrages, telles que les casquettes réalisées aux têtes à l'air libre ou les gaines de ventilation dans les tunnels routiers, sont en béton armé. Mais il s'agit de structures dont le mode de construction s'apparente aux ouvrages d'art à l'air libre. Enfin, on peut être conduit à armer localement le revêtement dans des sections où des calculs font apparaître des contraintes de traction ou de cisaillement importantes. Ces sections, les plus sollicitées, se situent généralement en clé de voute, en radier et à la liaison radier – piédroits.



**Figure II.12** Exemple de coffrage de tunnel



**Figure II.13** Armatures de radier

**c) Revêtement en béton coffré non armé**

Il est généralement la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier, essentiellement pour les tunnels réalisés de manière séquentielle. Cette solution est adoptée lorsque le revêtement ne reprend pas une charge hydrostatique. [6]

## II.6. Les accessoires des tunnels :

### II.6.1. Étanchéité

L'Étanchéité : Fonction d'un produit ou d'un produit ou d'un procédé empêchant le passage de l'eau à l'intérieur de l'ouvrage. Théoriquement aucun débit de fuite n'est admis.

Cependant le FASICULE67 titre 3 conseille de prendre en compte un léger débit d'infiltration pour le dimensionnement d'étanchéité est toujours à l'extrados de l'ouvrage et fonctionne en sous-pression hydrostatique.

En général entre le soutènement et le revêtement en voute on place un film synthétique en **PVC** ou **PE** qui assure l'étanchéité partielle de l'ouvrage (étanchéité à l'extrados du revêtement). Il convient donc de prévoir un réseau de drains et d'assainissement en piédroits pour l'évacuation des eaux d'infiltration collectées par cette membrane protectrice.

Dans certains cas, afin de ne pas perturber le réseau hydrologique local, une étanchéité totale voûte et radier. Dans ce cas le tunnel devient un véritable sous-marin et le revêtement être capable de supporter des pressions hydrostatiques élevées. [11]

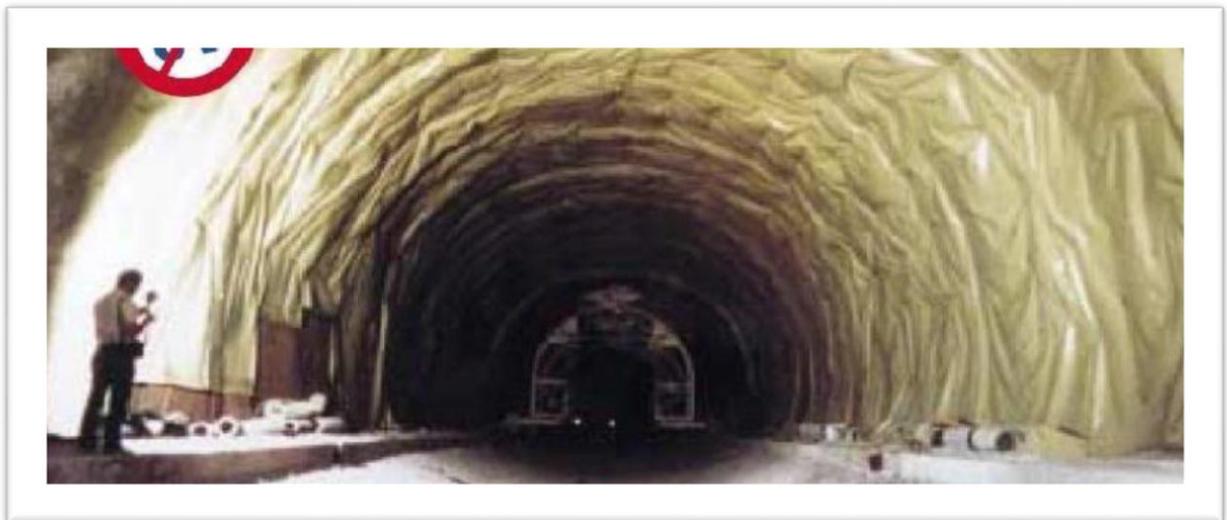


Figure II.14 Etanchéité par Géo membrane

### II.6.2. Drainage

Drainage : captage et évacuation de l'eau d'infiltration vers le réseau d'assainissement de l'ouvrage, on distingue deux types [11] :

- **Drainage ponctuel**

Captage ponctuel de l'eau d'infiltration : au d'un joint de structure ou d'une partie de l'ouvrage (cerces ou lisses de drainage). Peut-être associé à un D.E.G. en travaux neufs.

- **Drainage surfacique**

Captage sur une grande surface en voûte de l'ouvrage. Est généralement utilisé seul ouvrage neuf.

L'étanchéifiassions des ouvrages souterrains est une opération qui vise à réduire et contrôler le débit d'eau pénétrant à l'intérieur d'ouvrage souterrain pendant et après son exécution (CETu5, 1998).



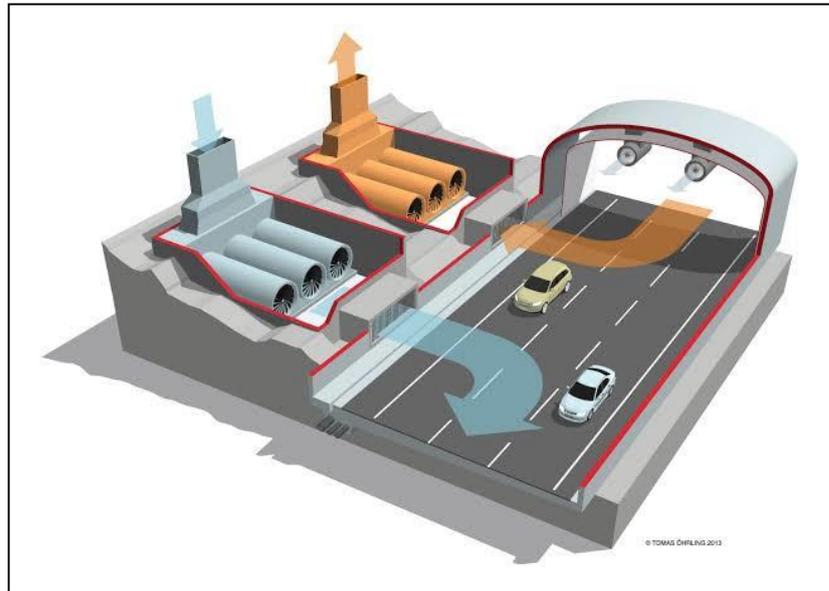
**Figure II.15** Drainage

### II.6.3. Ventilation

La ventilation des tunnels pendant leur construction a pour but de diluer et d'évacuer les gaz nocifs issus du fonctionnement des engins à moteur diesel et ceux dégagés par les explosifs.

La solution retenue consiste à installer dans chaque tube à proximité du front un portique déplaçable supportant 2 extracteurs prolongés jusqu'au tympan par 2 conduites souples.

Lors de l'excavation à l'intérieur du tunnel, la ventilation est très importante pour fournir l'air nécessaire pour l'endroit de travail. Le système de ventilation consiste des tubes de diamètre varie par rapport à la longueur de tracé du tunnel, transmettent l'air par des ventilateurs de capacité importante sont installés à l'entrée du tunnel. [11]



**Figure II.16** Ventilation de tunnel

## II.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a abordé les méthodes principales de soutènement des tunnels à partir de classifications des massifs rocheux, ces méthodes soutènement reposent principalement sur la nature géologique du terrain entourant le tunnel. En suite les méthodes de renforcement de soutènement provisoire et du revêtement définitif ont été présentées avec une explication sur le but de la mise en place de l'étanchéité et de la ventilation des tunnels.

### III.1.Introduction :

Le creusement d'un tunnel provoque un mouvement du terrain avec des contraintes proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est-à-dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique.

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

Ainsi, 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.

Dans ce chapitre , on va citer quelques méthodes pour la détermination des efforts engendrés sur le tunnel.

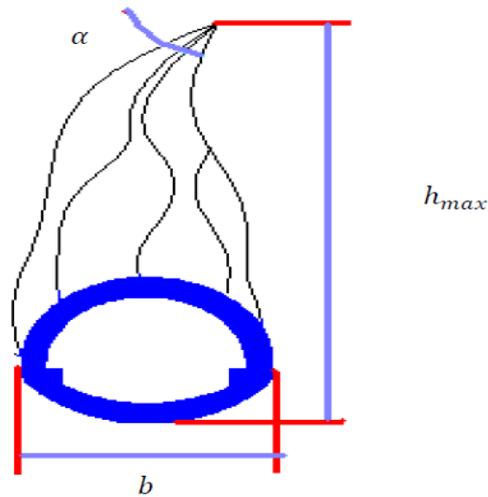
### III.2. Types et origines des poussées souterraines :

Un ouvrage souterrain est soumis à trois types de poussées :

#### III.2.1. Poussée 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 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  $\alpha$  (Figure..).



**Figure III.1.** Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation

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

$$h_{\max} = \frac{h}{2tg\frac{\alpha}{2}} \cong \frac{b}{2\sin\varphi} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

$h$  : hauteur de couverture .

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

$b$  : ouverture de l'excavation .

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

### III.2.2. Poussée géologique :

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavation dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui

dépasse 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.

### III.2.3. Poussée de gonflement :

Dans quelques roches argileuses ou délitées, 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 en gypse au contact de l'eau :



## III.3. Méthodes de détermination des pressions souterraines :

### III.3.1. Pressions verticales : ( $\sigma_v$ )

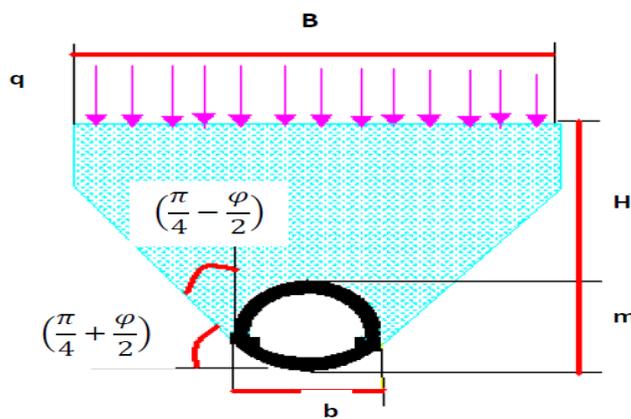
Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidement. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain. Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur 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 :

**III.3.1.1. Théorie de TERZAGHI :**

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion cependant sa validité a été étendue aux terrains cohérents. TERZAGHI admet que la masse de sols qui entoure la galerie se déplacera déjà lors de l'excavation et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition. Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$  agissant le long des plans de glissement.



**Figure III.2 :** Les principales hypothèses de la 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.

On a:

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

La contrainte verticale est calculée suivant la formule :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \tan \varphi} \left[ 1 - e^{-\frac{(2KH \tan \varphi)}{B}} \right] + q e^{-\frac{(2KH \tan \varphi)}{B}} \tag{III.3}$$

**C**: cohésion du terrain.

$q$  : surcharge

$\phi$  : angle de frottement interne.

$K$  : Coefficient de poussée active. on prend :

$$K = 1 \quad \text{si } H \leq B$$

$$K = 1.5 \quad \text{si } H > B$$

### III.3.1.2. 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 :

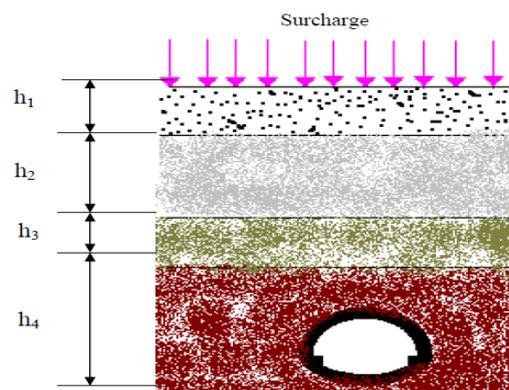
$$\sigma_v = \sum_1^3 \gamma_i h_i + q \quad (\text{III.4})$$

Avec :

$\gamma_i$  : poids de la couche .

$h_i$  : hauteur de la couche .

$q$  : surcharge.



**Figure III.3 :** Représentation schématique la Théorie des poids des terres

### III.3.2. Pressions horizontales ( $\sigma_h$ ) :

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendré par la déformation. L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique. Nous expliquerons dans ce qui suit quelques méthodes qui permettent d'évaluer ces pressions.

#### III.3.2.1. Théorie de TERZAGHI :

D'après la théorie de TERZAGHI la pression horizontale peut être calculée par les formules :

$$\sigma_h = 0,3 \gamma (0,5m + h_p) \quad \text{Dans le cas général} \quad (\text{III.5})$$

$$\sigma_h = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Pour les terrains granuleux ou éboulis} \quad (\text{III.6})$$

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} \quad \text{Pour les roches de bonne tenue} \quad (\text{III.7})$$

**h<sub>p</sub>**: la hauteur de noyau de détente.

**ν** : coefficient de pression.

### III.4. Evaluation des pressions hydrostatiques :

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

Il est souvent commode de décomposer ces poussées comme suite:

- Une pression uniforme sur le pourtour du tunnel égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voute et n'engendre qu'un effort normal de compression.
- Une pression triangulaire proportionnelle à la profondeur.

### III.5. Charges et surcharges :

#### III.5.1 Charges intérieures :

On néglige généralement les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieur du tunnel. C'est la raison pour laquelle, à l'exception d'ouvrage soumis à de fortes pressions intérieures (comme les galeries d'eau, réservoirs de gaz souterrain) .les charges

intérieures ne sont pas prises en considération, et cela d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire à celui de l'extérieure.

### **III.5.2. Charges extérieures :**

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

## **III.6.Soutènement provisoire :**

### **III.6.1.Réalisation soutènement provisoire :**

#### **❖ Première phase :**

Excavation de deux galeries latérales à la base du tunnel. Leur soutènement sera fait à l'aide de profilés métalliques (HEB300, HEB240,...etc.) et de béton projeté.

#### **❖ Deuxième phase :**

- Bétonnage des culées des galeries latérales qui serviront d'appuis pour les cintres de la demi-section supérieure.
- Remblaiement de l'espace vide.
- Bétonnage des culées et remblaiement des vides par plots successifs.

#### **❖ Troisième phase :**

Excavation de la demi-section supérieure en conservant le merlon central qui servira de butée au front de taille. Elle comprend les opérations suivantes:

- excavation de la travée en conservant le melon central.
- Mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté.
- Pose du cintre de la demi-section supérieure en prenant appui sur les culées latérales.
- Calage du cintre au terrain pour minimiser le tassement.
- Excavation du merlon central.
- Mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté sur le front de taille.

### III.6.2. Système statique de soutènement :

Le soutènement provisoire sera un soutènement agissant comme support, la reprise de charge aux naissances de la calotte peut être réalisée à l'aide de cintres avec jambes de force. La reprise en sous-œuvre des cintres de voûte ne sera pas nécessaire dans les roches dures (terrain dur), elle pourrait par contre, 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 le calcul en pareille circonstance, la fermeture du cintre en radier serait nécessaire.

### III.6.3. Hypothèses du calcul :

❖ **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.

❖ **Hypothèse 2**: Le système de charge considéré est la charge verticale et horizontale et la réaction élastique du sol correspondant.

❖ **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.

### III.6.4. 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 considérées comme uniformément réparties.

$$Pv = \frac{Q+Q0+\Delta G}{l} \quad (III.8)$$

$Pv$ : Pression verticale.

$Q$  : Poids total de l'arc.

$Q0$  : 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 répartit 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 Coulomb-Rankine.

$$e_0 = \left( \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{\text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (\text{III.9})$$

$$e_1 = (H + f) \gamma_h K_a - 2C\sqrt{K_a} \quad (\text{III.10})$$

$$K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{III.11})$$

Tel que:

$e_0$  : la charge horizontale en clé de voute.

$K_a$ : coefficient de poussée active.

$e_1$  : la charge horizontale en pied de longrine.

$f$  : dimension (voir fig. 1).

$H$ : la hauteur de la couverture.

$q$ : la charge d'exploitation

$C$ : la cohésion.

$\varphi$ : angle de frottement interne

$h$ : la hauteur de la couche.

$\gamma_h$  poids volumique humide.

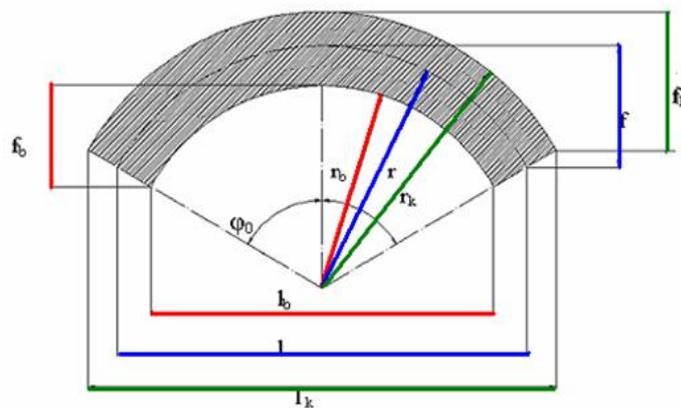


Figure III.4 : Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.

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

$$e = (e_0 + e_1) / 2 \quad (\text{III.12})$$

On admet comme valeur de la pression horizontale:

$$P_h = e \frac{fk}{f} \quad (\text{III.13})$$

$P_h$ : La pression horizontale.

### ➤ Réactions d'appuis :

Les réactions au niveau de naissance seront calculées en fonction du rapport (f/l) en utilisant le tableau (Annexe) :

Les réactions d'appuis seront:

- Pour la charge verticale:

$$M_v = \alpha_m p_v l^2 \quad (\text{III.14})$$

$$H_v = \alpha_h P_v l \quad (\text{III.15})$$

Et la réaction verticale :

$$V_v = \frac{l}{2} P_v \quad (\text{III.16})$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} \quad (\text{III.17})$$

- pour la charge horizontale :

$$M_h = \beta_m P_h l^2 \quad (\text{III.18})$$

$$H_h = \beta_h P_h l \quad (\text{III.19})$$

$$V_h = 0 \quad (\text{III.20})$$

- Les sollicitations cumulées seront :

$$M_f = M_v + M_h \quad (\text{III.21})$$

$$H_f = H_v + H_h \quad (\text{III.22})$$

$$V_f = V_v + V_h \quad (\text{III.23})$$

Pour assurer la sécurité de l'ouvrage, il faut que les contraintes ne seront contrôlées qu'à la naissance, l'influence favorable de la charge horizontale étant négligée.

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

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{Nv}{As} \pm \frac{Mv}{Ws} < \sigma_e \quad (\text{III.24})$$

La section d'un élément arc de largeur unitaire.

A: section /unité .

W: module de résistance .

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

### III.6.5. 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.

#### III.6.5.1. Rigidités des cintres métalliques :

a) **A la compression** : On doit vérifier que :

$$E_s A_s' = \frac{E_s A_s}{a} \quad (\text{III.25})$$

Tel que :

$E_s A_s$  : 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 centre .

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

$A_s$  : Section de profile en acier .

**b) A la flexion** : On doit vérifier que :

$$E_s I_s' = \frac{E_s I_s}{\alpha} \quad (\text{III.26})$$

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

$I_s$  : Moment d'inertie de profilé.

### III.6.5.2. Rigidités de la voûte en béton projeté :

**a) A la compression** : On doit vérifier que :

$$E_b A_b' = \frac{E_b A_b}{\alpha} = \theta n E_s A_s \quad (\text{III.27})$$

$E_b A_b$  : 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.

**b) A la flexion** : on doit vérifier que :

$$E_b I_b' = \frac{E_b I_b}{\alpha} = \theta m E_s I_s \quad (\text{III.28})$$

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

$\theta m$  : Coefficient d'équivalence du moment de flexion.

### III.6.6. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement :

❖ Dans les cintres:

$$M_s = \frac{3}{3+\theta m} M \quad ; N_s = \frac{3}{3+\theta n} N \quad ; T_s = \frac{3}{3+\theta n} T \quad (\text{III.29})$$

❖ Dans le béton projeté:

$$M_b = \frac{\theta m}{3+\theta m} M \quad ; N_b = \frac{\theta n}{3+\theta n} N \quad ; T_b = \frac{\theta n}{3+\theta n} T \quad (\text{III.30})$$

### III.6.7. La vérification du cintre :

Dans les fibres comprimées :

$$\sigma_s = \gamma_f \left( \frac{N_s}{A_{HEB}} + \frac{M_s}{W_{HEB}} \right) < \sigma_e \quad (\text{III.31})$$

Dans les fibres tendues :

$$\sigma_s = \gamma_f \left( \frac{N_s}{A_{HEB}} - \frac{M_s}{W_{HEB}} \right) < \sigma_e \quad (\text{III.32})$$

$\sigma_e$  : La résistance de l'acier.

### III.6.8. La vérification du béton projeté :

La vérification sera faite à l'ELU et à l'ELS. Tout d'abord, on va calculer l'inertie de la section équivalente béton-acier.

$$I_{\text{equ}} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 \quad (\text{III.33})$$

$$A_{\text{equ}} = bh + 15A_s \quad (\text{III.34})$$

Tel que :

**b** : Largeur de la section de béton projeté.

**h** : l'épaisseur de la section de béton projeté.

**A<sub>s</sub>** : la section de treillis 15\*15cm<sup>2</sup>, pour un espacement de 1m.

**d** : la distance entre l'axe neutre de treillis soudé et la fibre extrême de béton projeté .

### Vérification à L'ELU :

❖ Dans les fibres comprimées :

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{\text{eq}}} + \frac{M_b}{W_{\text{eq}}} \right) < F_{bu} \quad (\text{III.35})$$

$\gamma_b$  : coefficient de pondération.

$F_{bu}$  : contrainte de compression du béton projeté .

❖ Dans les fibres tendues :

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s \quad (\text{III.36})$$

$\bar{\sigma}_s$  : contrainte limite de traction des aciers.

**Vérification à L'ELS :**

❖ Dans les fibres comprimées :

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{III.37})$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte limite de compression du béton projeté.

❖ Dans les fibres tendes :

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s \quad (\text{III.38})$$

**III.6.9.Vérification du cisaillement :**

**III.6.9.1.Vérification des cintres :**

La vérification vis-à-vis du cisaillement :

Il faut vérifier que:

$$\tau < \gamma_f \frac{T \times \alpha \times s}{I \times \delta} < \frac{\sigma_e}{1,54} \quad (\text{III.39})$$

Tel que :

$\gamma_f$  : Coefficient de pondération = 4/3

T : Effort tranchant calculé.

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

$\delta$  : Épaisseur de lame du profilé.

$\alpha$  : Distance entre axes des cintres de soutènement.

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

### III.6.9.2. Vérification au cisaillement du béton projeté :

$$\tau = \frac{T_b^{max}}{\alpha d} \leq \bar{\tau}_u \quad (III.40)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

d : la hauteur utile de la section .

### III.6.10. Vérification d'assemblage des éléments du cintre :

$$T_b < T = 1,1\varphi(N_0 - N_N) \quad (III.41)$$

$$T_b = \frac{T_s^{max}}{n} \quad (III.42)$$

$$N_0 = 0,8\sigma_{eb} A_r \quad (III.43)$$

n : Nombre des boulons .

$\varphi$  : Coefficient de frottement pour une surface simplement broyée.

$N_0$  : Effort de précontrainte dans les filetés .

$A_r$  : Section de la partie fileté.

$\sigma_{eb}$  : Limite d'élasticité des boulons.

## III .7. Conclusion :

Une présentation bien détaillée des différentes méthodes de calcul des charges agissantes sur le soutènement provisoire de tunnel. Le choix de la méthode de calcul dépend de plusieurs paramètres tels que les caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du site d'étude ainsi que la géométrie du tunnel.

### IV.1. Introduction :

Comme il est connu dans le monde les établissements de base dans un pays jouent un rôle majeur dans un développement économique, et à partir de cette base et à partir de ces bases l'Algérie est lancée une série des projets qui concerne les établissements de base, et parmi ces projets l'autoroute Est-Ouest, un projet autoroutier traversant toute l'Algérie parallèlement aux côtes méditerranéennes.

Le tunnel T4 est un ouvrage d'art important de l'autoroute Est-Ouest, composé de deux tubes dont la réalisation a été confiée au consortium nippon COJAAL. Ce tunnel T4 qui relie les wilayas de Skikda et Constantine et s'étale sur une longueur environ 2,5 kilomètres représente le tunnel le plus long de l'autoroute Est-Ouest.

### IV.2. Description générale du projet :

Le tunnel T4 fait partie de la section 4 de l'Autoroute Est Ouest, traverse Djebel El-Kantour au Nord Est de la IV Ile de Constantine sur une longueur totale de 2500 m. L'investigation géotechnique effectuée sur site indique que la zone en question est constituée essentiellement de marnes et d'argilites altérées surmontées par des conglomérats et des argiles dans les couches supérieures (figure IV.1).



**Figure IV.1.** Portails sud de tunnels T4 (photo sur site).

Ce tunnel autoroutier comprend deux tubes séparés par un écartement de 22m, les dimensions de la section transversale de chaque tube autour de la ligne théorique d'excavation est 17,714m de largeur et 12,760 m de hauteur (figure IVI.2).

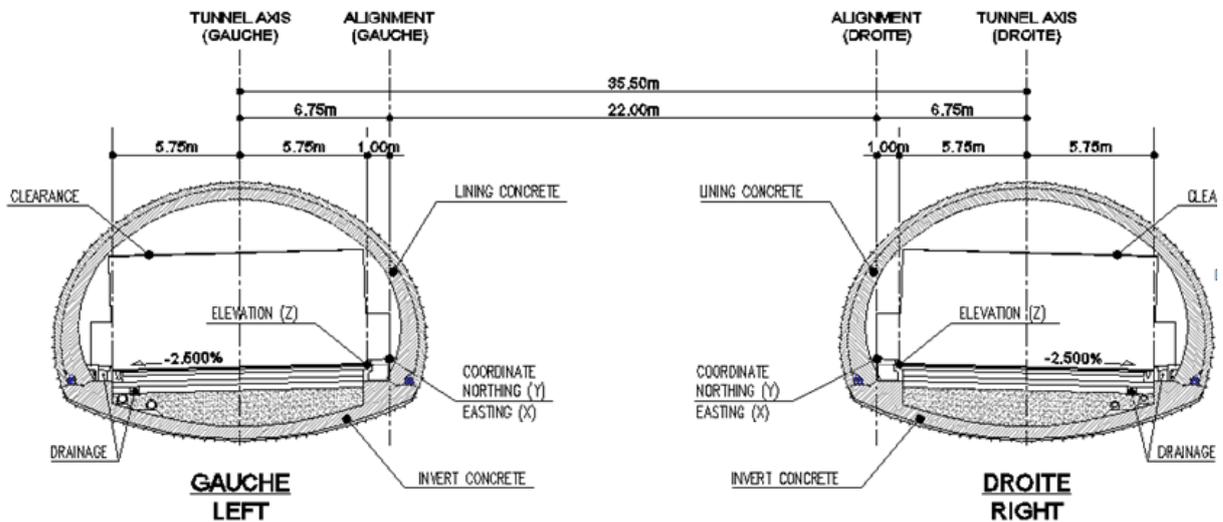


Figure IV .2 . Coupe transversale de tunnel.

Un tunnel d'accès de 320m de longueur a été conçu et connecté au tube principal à 811m du Portail Nord, son objectif est d'améliorer l'avancement des travaux en ouvrant deux autres fronts d'attaque au milieu du tunnel tout en excavant vers le Portail Sud, ceci permet de procéder au creusement sur six (06) fronts d'attaque deux (02) au Portail Nord (NG et ND), deux (02) au milieu du tunnel vers le sud (MGS et MDS) et deux fronts au Portail Sud (SG et SD).

La coupe transversale des tunnels comprend :

- Trois (3) voies dans chaque tube, d'une largeur de 3,50 m chacune.
- Une (1) bande dérasée de 0,5 m de largeur de part et d'autre.
- Deux (2) trottoirs de 1,0 m de largeur chacun.

### IV.3. Implantation et tracé de tunnel T4 :

#### IVI.3.1. Tracé en plan

Le franchissement du relief accidenté le PK 230 + 240 de la Section 4. A été réalisé à l'aide d'un tunnel à deux tubes.

Le tunnel comprend ainsi deux chaussées séparées avec un écartement de 22 m prévu pour des besoins géologiques, et comporte aussi 5 communications inter tubes, notamment 3 galeries pour piétons et 2 galeries pour véhicules.

La grande partie du tunnel est développée sur une courbe cotée gauche de rayon 2500m pour le tube droite, et 2478m pour le tube gauche, à l'exception de l'entrée et de la sortie du tunnel qui, quant à eux, suivent un alignement droit.

Deux passages d'urgence sont prévus à proximité des deux têtes du tunnel, pour assurer le passage des véhicules de secours d'une chaussée à l'autre. De plus, deux interruptions du terre-plein central sont prévues, pour assurer le basculement de la circulation en cas d'urgence.

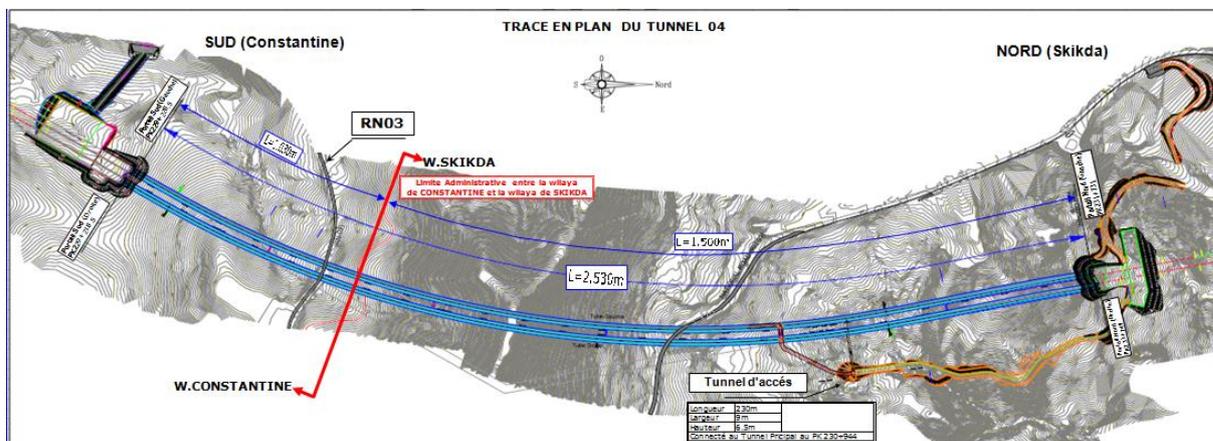


Figure IV.3. Tracé en plan et coupe longitudinale du T4

## IV.4. Reconnaissance géologique, géotechnique et hydrogéologique :

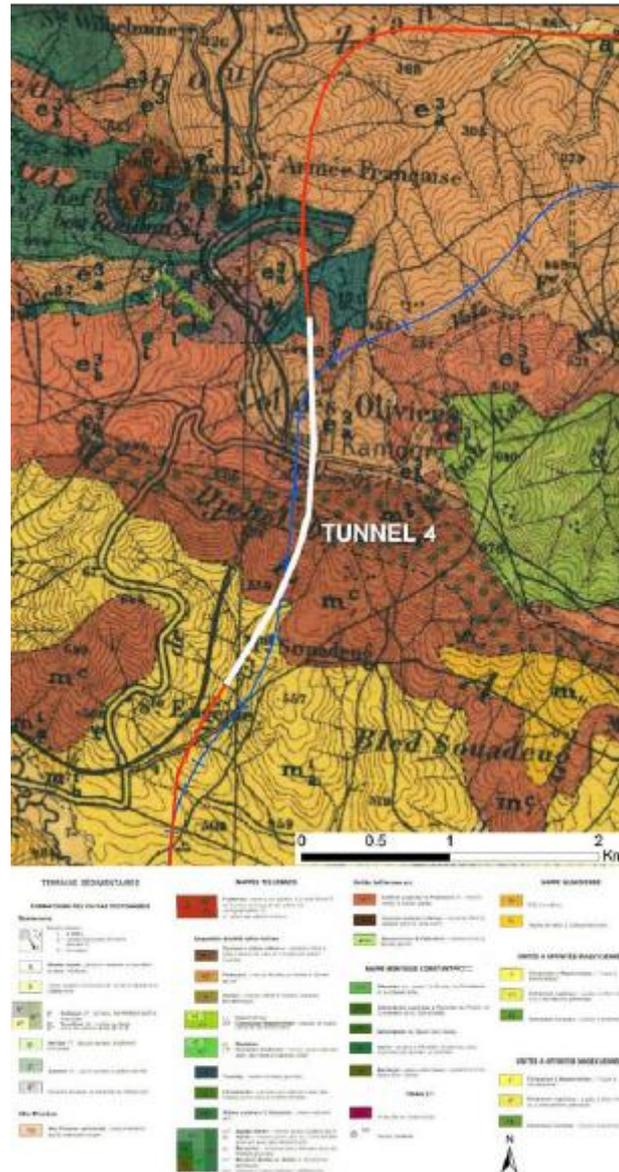
### IV .4.1 .géologie du site

#### IV.4.1 .1.Géologie Régionale

Le tunnel T4 se situe au Nord - Est de Constantine. Il traverse du Sud au Nord Djebel El Kantour sur une longueur totale de 2500m. Le tracé du tunnel est relevé sur la carte géologique de Smendou au 1/50.000ème. La structure géologique prédominante de la région est orientée selon l'axe Est – Ouest, ce qui résulte en une intersection presque normale à la direction du tunnel.

La géologie du massif traversée par le tunnel est essentiellement de l'âge crétacé inférieur (Nappes Telliennes) et se compose de marnes et de calcaires sous forme de blocs fortement

pliés et cisailés. Ceux-ci sont recouverts par des dépôts du Quaternaire, comprenant des argiles, des limons et des conglomérats. Une description plus détaillée des conditions rencontrées dans la zone du tunnel est donnée à partir des cartes et des levés géologiques réalisés sur site le long du nouveau tracé du tunnel.



**Figure IV.3:** Emplacement du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou

#### IV.4.1.2. Géologie Locale

Le Tunnel T4, d'environ 2,5 km de longueur, est situé dans une zone où la croissance de végétations et d'arbres est intense, ce qui délimite la zone accessible à la reconnaissance géologique et géophysique. La couverture maximale du tunnel est d'environ 235m ; Les observations faites sur site au niveau des portails

Sud et Nord, révèlent des zones pouvant être susceptibles au glissement.

Sur le versant nord du Djebel Kantour, une zone de glissement a été identifiée entre les PK 30+620 et PK 31+280. En partie basse de cette zone de glissement, le terrain naturel se situe à environ 20 mètres au-dessus du toit du tunnel.

La région centrale où la couverture est profonde au-dessus du tunnel semble être surmontée par des grès couverts de conglomérats. Cependant, il est prévu que le creusement du tunnel soit principalement dans la marne altérée et/ou des argiles marneuses.

Le massif marneux est à la fois faillé et d'aspect schisteux. Il est probable de rencontrer une variation significative dans l'orientation et les conditions du matériau le long du tracé du tunnel. Dans les zones où le matériau est proche de la surface du terrain naturel, il est probable qu'il soit fortement décomposé et que sa structure soit entièrement perdue. En plus, la zone est sismiquement active et ceci pourrait affecter la stabilité à long terme des talus.

Il est prévu que la partie centrale du tunnel T4 passe dans la marne altérée. Cette dernière peut être considérée comme feuilletée, de couleur grise. Les conglomérats qui surplombent la section intermédiaire du tunnel sont des terrains meubles et n'affectent pas le tunnel.

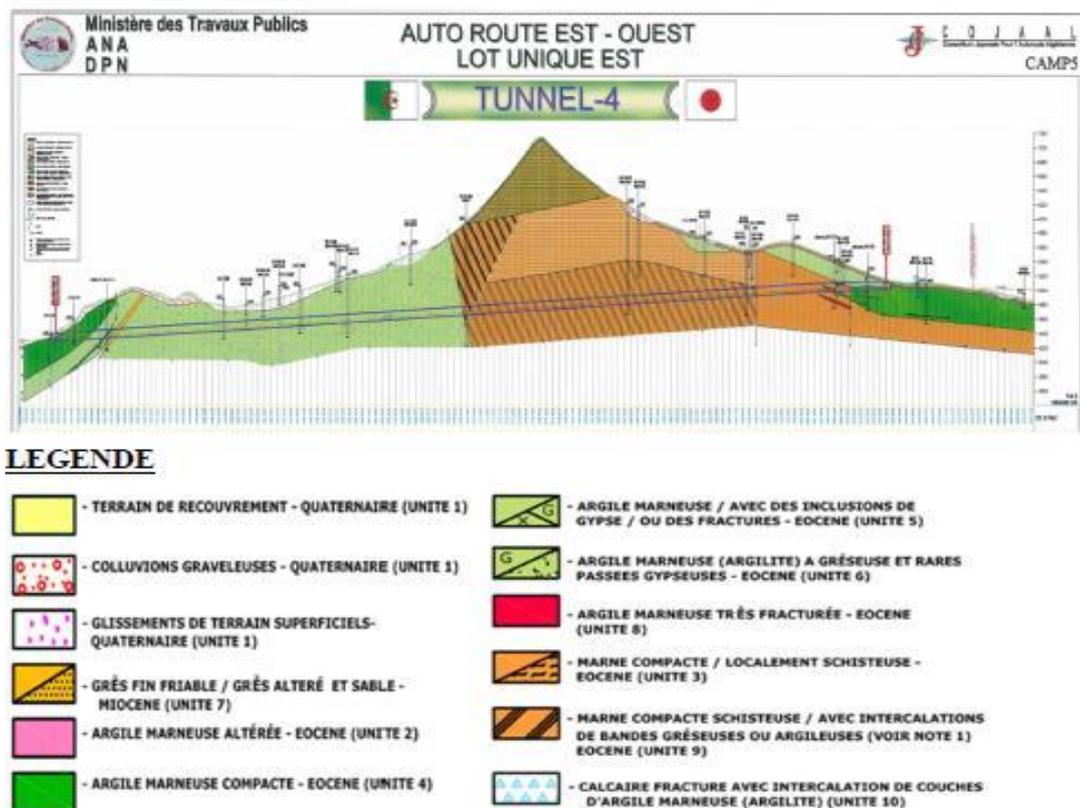


Figure IV.4. Coupe géologique de tunnel T4



**Figure IV.5: Zone de végétation intense à Djebel Kantour**



**Figure IV.6. Zone du portail sud**



**Figure IV.7: Zone du portail nord**

En plus des couches supérieures, les unités géologiques dans la zone du portail sud sont formées d'argile et/ou de marne fortement altérée à décomposer. Comme l'on peut constater à partir des sondages au niveau du portail, il existe des plans de cisaillements et quelques fractures obliques. Quant au portail nord, il se situe au sein d'une zone de calcaire fracturé avec des passages argilo-marneux et qui est marqué par une tectonique intense (failles). Cette zone est couverte par des colluvions argilo marneux avec plusieurs affleurements de calcaire.

Durant l'excavation des portails et du tunnel, un suivi par inclinomètres et des points d'observations doivent être réalisés afin de vérifier la stabilité locale et globale du terrain.

Du point de vue tectonique, plusieurs failles de direction Est-Ouest ont été identifiées par les levés géologiques. Ces failles sont montrées sur les profils géologiques.

#### **IV.4.2. Conditions géotechniques**

L'étude du projet d'un tunnel est un processus très complexe, elle doit contenir une étude géotechnique qui se base sur les investigations suivantes :

- Les levés géologiques réalisés par des experts géologues,
- Une campagne de reconnaissance par sondages carottés (8 sondages), d'essais in situ : essais (4 sondages pressiométriques), des essais en laboratoire, six inclinomètres et quatre piézomètres.
- Un relevé géophysique par la méthode de résistivité électrique.

#### **IV.4.3. Conditions hydrogéologiques**

Les suivis piézométriques et les observations faites sur site ont révélé la présence d'eau à de faibles profondeurs jusqu'à 6m en surface. Il est donc probable qu'une nappe phréatique, relativement élevée, existe sur une grande partie de la longueur du tunnel. Cependant, les marnes sont généralement de faible perméabilité, et donc la quantité prévue d'eau à rencontrer dans le tunnel sera assez faible, à l'exception des zones fracturées et faillées où des venues importantes d'eau auront lieu. On note qu'une source d'eau a été détectée durant l'investigation géotechnique.

D'autre part, les faibles résistives interprétées par la campagne géophysique confirment qu'une grande partie des marnes traversées par le tunnel T4 sera très proche de la saturation ou saturée.

#### **IV.5. Paramètres géotechniques de la partie de calcul :**

La partie étudiée débute du PK : 230+860 jusqu'au PK : PK : 230+880 sur une longueur de 20m. Cette partie de calcul se situe dans une zone très proche de la zone d'une faille qui présente des caractéristiques géotechniques médiocres. Le point de sondage le plus proche de cette partie est : S4 – LT- 39 sur une profondeur d'environ 50,50 m.

Le sondage a été suivi jusqu'à une profondeur de 50,50m. Il se situe sur le tracé du tunnel sur le versant sud du Djebel El Kantour.

Au droit de ce sondage, les unités lithologiques suivantes ont été successivement identifiées :

**U1:**(de 0 à 7,35m) Terrain de recouvrement Colluvions graveleuse – Quaternaire.

**U6 :** (de 7,35 à 50,5m) Argile marneuse – Eocène.

Les caractères de chaque unité sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau IV.1.** Paramètres géotechniques de la partie de calcul

Paramètres sélectionnés		
Unité de sol	U1	U6
$\gamma(\text{KN/m}^3)$	16,5	20
E(MPA)	5	200
C(KPA)	5	100
$\varphi(^{\circ})$	27	25

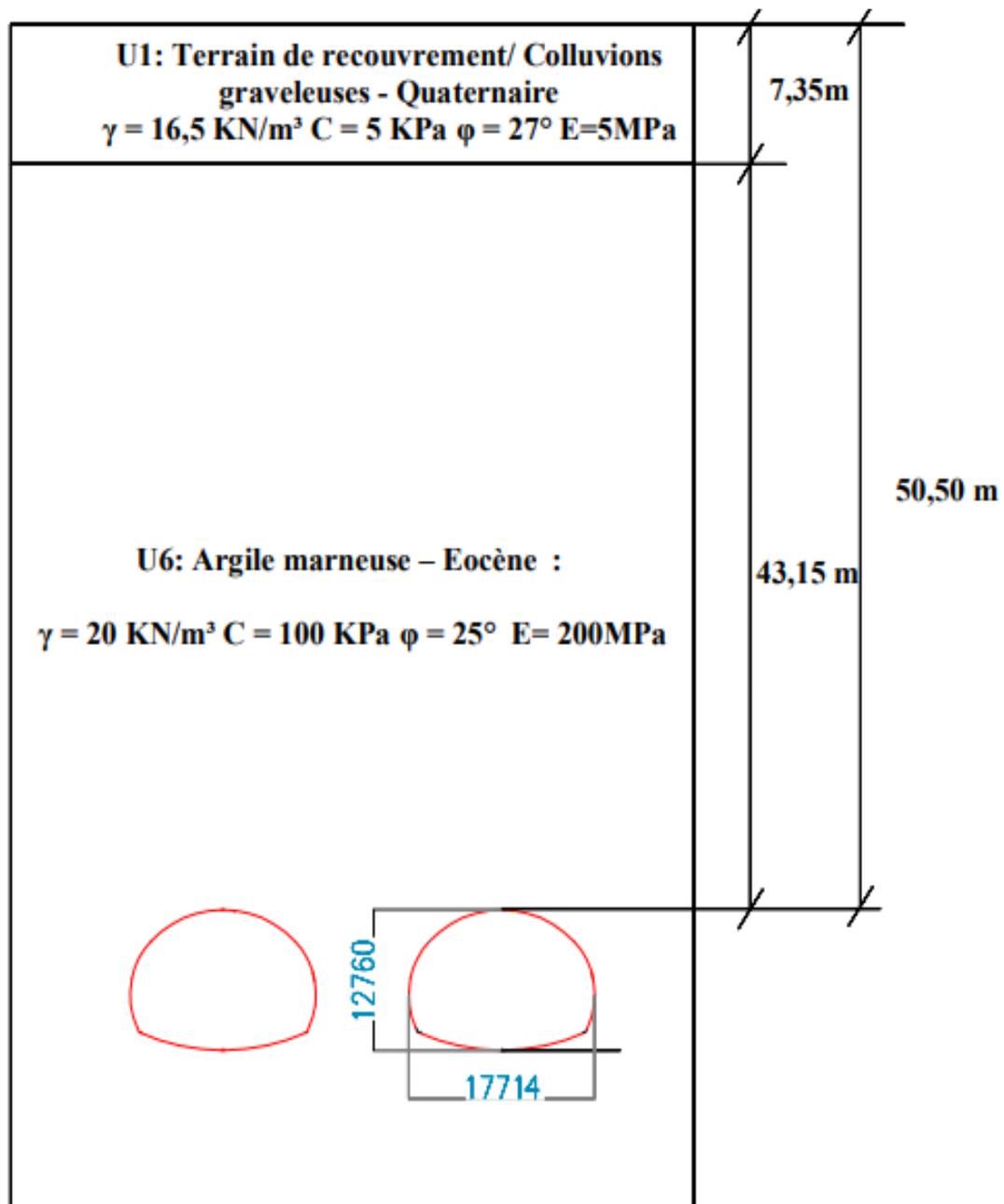


Figure IV.8 présente une coupe transversale de la partie de calcul

#### IV.6. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté la description du tunnel **T4** qui se trouve au Nord-est de la ville de Constantine, et les différentes études et reconnaissances géologiques et géotechniques adaptées afin de déterminer les caractéristiques et le comportement de sol, Présentation de la partie de calcul ainsi que le but de notre travail.

## V.1. Introduction :

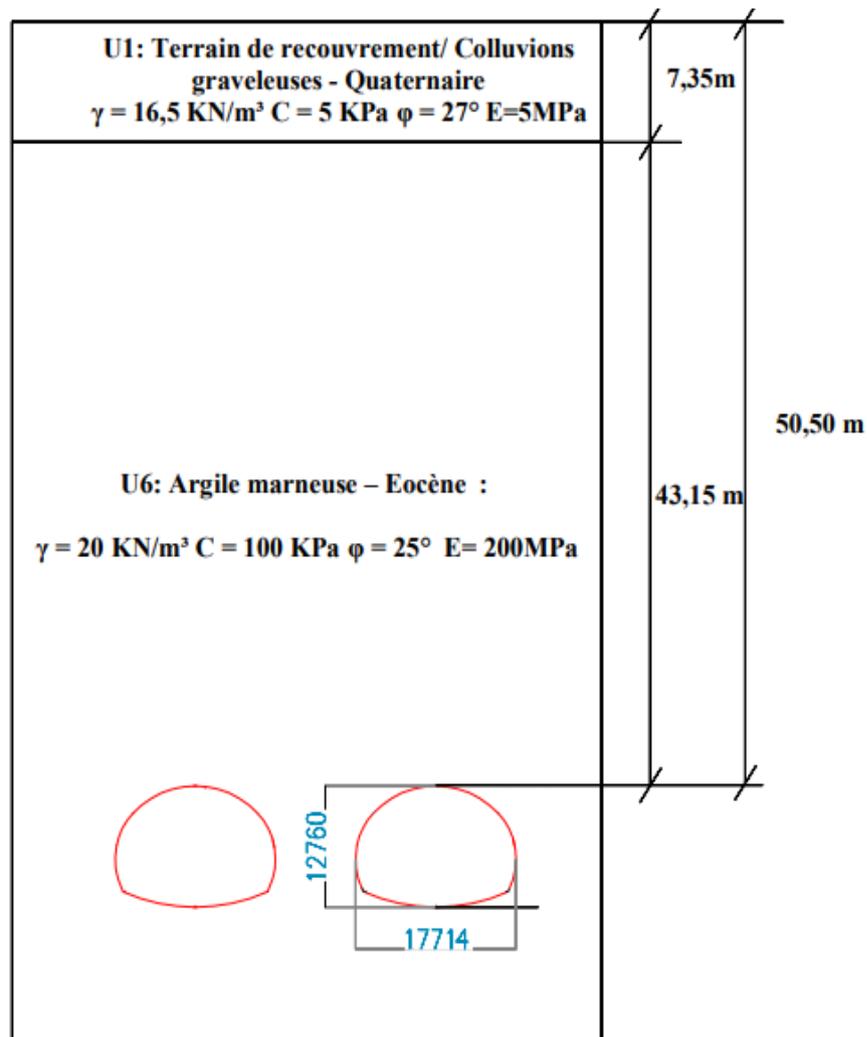
Les charges agissantes sur le tunnel dépendent essentiellement des caractéristiques géotechniques de différentes couches entourant le tunnel ainsi que le rayon d'excavation.

Dans ce chapitre, on va calculer les différentes charges agissantes sur notre ouvrage par l'application de la méthode TERZAGHI avec une dimensionnement et vérification de soutènement provisoire.

## V.2. Calcul des charges agissant sur le soutènement du tunnel :

La figure IV.1. Présente une coupe transversale de la section de calcul de tunnel avec les Caractéristiques géotechnique des différentes couches au-dessus de tunnel.

Les pressions seront calculées par méthode de TERZAGHI



**Figure V.1:** coupe transversale de tunnel avec les différentes couches au-dessus de tunnel.

### V.3. Calcule de pression agissant sur le soutènement de la demi-section supérieur :

- **Pression vertical :**

- a) Méthode de TERZAGHI :

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

$$B = 17.714 + \left( 2 \times 4.997 \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{27}{2} \right) \right) = 23.84 \text{ m}$$

On a :  $H = 50.50\text{m} > B$  donc  $K=1.5$

La pression verticale est :

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

Pour la couche de terrain de recouvrement :

$$\sigma_{v1} = \frac{23.84 \times 16.5 - 2 \times 5}{2 \times 1.5 \tan 27} \left[ 1 - e^{\left( \frac{-2 \times 1.5 \times 7.35 \tan 27}{23.84} \right)} \right] + 0 \times e^{\left( \frac{-2 \times 1.5 \times 7.35 \tan 27}{23.84} \right)} = 94.25 \text{ KN/m}^2$$

Pour la couche argile marneuse-Eocène :

$$\begin{aligned} \sigma_{v2} &= \frac{23.84 \times 20 - 2 \times 100}{2 \times 1.5 \tan 27} \left[ 1 - e^{\left( \frac{-2 \times 1.5 \times 43.15 \tan 25}{23.84} \right)} \right] + 94.25 \times e^{\left( \frac{-2 \times 1.5 \times 43.94 \tan 25}{23.84} \right)} \\ &= 189.25 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

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

$$\sigma_v = 16.5 \times 7.37 + 20 \times 43.15$$

$$\sigma_v = 984.27 \text{ KN/m}^2$$

b) Théorie des poids des terres :

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

$$\sigma_V = 16.5 \times 7.35 + 20 \times 43.15 = 984.27 \text{ KN/m}^2$$

c) Théorie de BIERBAVMER :

La pression verticale :

$$\sigma_V = \gamma \cdot h = \gamma \cdot \alpha \cdot H$$

On a :  $H=50.50 \text{ m}$

Donc :  $15 \text{ m} < H < 200 \text{ m}$

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

$$\alpha = 0.14$$

Alors :

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

$$\sigma_V = 0.14 \times 984.27 = 138.0 \text{ KN/m}^2$$

• **Pression horizontale :**

a) Méthode de TERZAGHI :

$$\sigma_h = 0.3 \cdot \gamma (0.5m + h_p)$$

$$h_p = \frac{b}{2 \sin 25} = \frac{17.714}{2 \sin 25} = 20.96m$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 4.997 + 20.96)$$

$$\sigma_h = 140.75 \text{ KN/m}^2$$

b) Théorie des pressions des terres :

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_V$$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2}\right) = 0.4$$

$$\sigma_h = 0.4 \times 984.27 = 393.70 \text{ KN/m}^2$$

c) L'expression soviétique :

- Au niveau de la calotte :

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

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{17.714}{\sin(2 \times 25)} = 23.12 \text{ m}$$

$$\sigma_{h1} = 20 \times 23.12 \times 0.4 - 2 \times 100\sqrt{0.4} = 58.47 \text{ KN/m}^2$$

- Au niveau des pieds droits :

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

$$\sigma_{h2} = 20(4.997 + 23.12) \times 0.4 - 2 \times 100\sqrt{0.4} = 98.44 \text{ KN/m}^2$$

d) Théorie de COULOUMB-RANKINE :

- Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = K_a \cdot \sigma_{V3} = 0.4 \times 189.26 = 75.70 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

- Au niveau de pieds droits :

$$\sigma_{h2} = \gamma \cdot m \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot C \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 20 \times 4.997 \times 0.4 - 2 \times 100\sqrt{0.4}$$

$$\sigma_{h2} = -86.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_h = 75.70 + (-86.51) = -10.81 \text{ KN/m}^2$$

#### V.4. Calcul de la pression agissant sur le soutènement de la structure globale :

- **Pression verticale :**

a) Méthode de TERZAGHI :

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

$$B = 17.714 + \left( 2 \times 12.760 \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) \right) = 33.97 \text{ m}$$

On a :  $H=50.50 > B$  donc  $K=1.5$

La pression verticale

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

Pour la couche de terrain de recouvrement :

$$\begin{aligned} \sigma_{v1} &= \frac{(33.97 \times 16.5 - 2 \times 5)}{2 \times 1.5 \times \tan 27} \left[ 1 - e^{\left( \frac{-2 \times 1.5 \times 7.35 \tan 27}{33.97} \right)} \right] + 0 \times e^{\left( \frac{-2 \times 1.5 \times 7.35 \tan 27}{33.97} \right)} \\ &= 101.42 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Pour la couche argile marneuse-Eocène :

$$\begin{aligned} \sigma_{v2} &= \frac{(33.97 \times 20 - 2 \times 100)}{2 \times 1.5 \times \tan 25} \left[ 1 - e^{\left( \frac{-2 \times 1.5 \times 43.15 \tan 25}{33.97} \right)} \right] + 101.42 \times e^{\left( \frac{-2 \times 1.5 \times 43.15 \tan 25}{33.97} \right)} \\ &= 359.84 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

b) Théorie de BIERBAUMER :

#### La pression verticale :

$$\sigma_v = \gamma \cdot h = \gamma \cdot \alpha \cdot H$$

Pour une section de fer cheval rectangulaire :

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

$$B = 17.714 + \left( 2 \times 12.760 \times \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right) \right) = 33.97 \text{ m}$$

On a :  $15 \text{ m} \leq H \leq 200 \text{ m}$

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

Alors :

$$\alpha = 1 - \frac{50.5 \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right)}{33.97} = 0.59$$

$$\sigma_V = 0.59 \times 984.27 = 580.72 \text{ KN/m}^2$$

- **Pression horizontale :**

- a) **Méthode de TERZAGHI :**

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{17.714}{2 \sin 25} = 20.96 \text{ m}$$

$$\sigma_V = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 12.760 + 20.96) = 164.04 \text{ KN/m}^2$$

- b) **L'expression SOVIETIQUE :**

- **Au niveau de la calotte :**

$$h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = \frac{17.714}{\sin 50} = 23.12 \text{ m}$$

$$\sigma_{V1} = 20 \times 23.12 \times 0.4 - 2 \times 100\sqrt{0.4} = 58.46 \text{ KN/m}^2$$

- **Au niveau de pieds droits :**

$$\sigma_{V1} = 20 \times (12.760 + 23.12) \times 0.4 - 200\sqrt{0.4} = 160.548 \text{ KN/m}^2$$

- c) **Théorie de COULOUMB-RANKINE :**

$$K_a = (1 - \sin \varphi) x_1 \cdot x_2 \cdot x_3$$

$$\sigma_{h1} = K_a \cdot \sigma = K_0 \times 359.84$$

- **Au niveau de pied droit :**

$$\sigma_{h2} = \gamma \cdot m \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot C \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 20 \times 4.997 \times 0.4 - 2 \times 100\sqrt{0.4}$$

$$\sigma_{h2} = 20 \times 12.76 \times 0.4 - 200\sqrt{0.4} = -24.41$$

### V.5. Calcul pression agissant sur le radier :

#### Théorie des poids des terres :

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

$$\sigma_{V1} = 16.5 \times 7.35 + 20 \times 43.15 = 984.27 \text{ KN/m}^2$$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2}\right) = 0.4$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{180}{4} + \frac{25}{2}\right) = 2.46$$

On détermine Z pour  $E_a = E_p$  :

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

$$Z = \frac{984.275 \times 0.4 - 2 \times 100(\sqrt{2.46} - \sqrt{0.4})}{20(2.46 - 0.4)} = 5.01 \text{ m}$$

Les résultats des efforts agissants a la direction de l'excavation est :

$$E = E_a - E_p$$

$$E = \frac{\gamma \cdot Z}{2} (Z + 2H) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2} \gamma \cdot Z \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$E = \frac{20 \times 5.01}{2} (5.01 + 2 \times 50.5) \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2}\right) - \frac{1}{2} 20 \times 5.01 \times \tan^2\left(\frac{180}{4} + \frac{25}{2}\right)$$

$$= 2001.19 \text{ KN/m}^2$$

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

$$T_0 = 1274.90 \text{ KN/m}^2$$

$$Y = \frac{5.01}{\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right)} = 7.86 \text{ m}$$

La contrainte sous le radier est calculée par la forme :  $\sigma = \frac{T_0}{Y}$

$$\sigma = \frac{1274.90}{7.86} = 162.20 \text{ KN/m}^2$$

Le soutènement est vérifié par la formule :

$$\frac{T_0}{Y} \leq \left[ \frac{4 \cdot C}{(1 - \sin \varphi)} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi = 1521.09 \text{ KN/m}^2$$

Les calculs des contraintes sont présentés au Tableau IV.1 :

**Tableau V.1** : les contraintes aux niveaux de tunnel.

<b>Contraintes verticales</b>	Demi-section	189.25KN/m <sup>2</sup>
	Section globale	359.84KN/m
<b>Contraintes horizontales</b>	Demi-section	140.75 KN/m <sup>2</sup>
	Section globale	164.04KN/m
<b>Contraintes au niveau de radier</b>		162.20KN/m

## V.6. Dimensionnement du soutènement provisoire :

### IV.6.1. Définition des charges agissant sur l'ouvrage :

- La charge verticale :

$$P_V = \frac{\varphi + \varphi_0 + \Delta G}{L}$$

$$\varphi_0 = \sigma_V = 359.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta G = \left( \frac{f_K + L_K}{3} \gamma \cdot h \right) \alpha$$

$$\alpha = 1 \text{ m}$$

$$R = 8.448 \text{ m}$$

$$r_K = 8.448 - 0.05 = 8.398 \text{ m}$$

$$r = 8.448 - 0.05 - 0.1 = 8.298 \text{ m}$$

$$r_0 = 8.448 - 0.05 - 0.2 = 8.198 \text{ m}$$

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

$$f_K = r_K(1 - \cos \varphi_0)$$

$$f_K = r_K(1 - \cos \varphi_0) = 8.398(1 - \cos 60^\circ) = 4.199 \text{ m}$$

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

$$f = r(1 - \cos \varphi_0) = 8.298(1 - \cos 60^\circ) = 4.149 \text{ m}$$

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

$$f_b = r_b(1 - \cos \varphi_0) = 8.198(1 - \cos 60^\circ) = 4.099 \text{ m}$$

$$L_K = 2 \left( r_K \cdot \cos \frac{\varphi_0}{2} \right)$$

$$L_K = 2 \left( 8.398 \times \cos \frac{60^\circ}{2} \right) = 14.55 \text{ m}$$

$$L = 2 \left( r \cdot \cos \frac{\varphi_0}{2} \right) = 2 * \left( 8.298 \times \cos \frac{60^\circ}{2} \right) = 14.37 \text{ m}$$

$$L_b = 2 \left( r_b \cdot \cos \frac{\varphi_0}{2} \right)$$

$$L_b = 2 \left( 8.198 \times \cos \frac{60^\circ}{2} \right) = 14.20 \text{ m}$$

$$\Delta G = \left( \frac{f_K + L_K}{3} \gamma h \right) \alpha = \left( \frac{4.199 + 14.55}{3} \times 20 \right) \times 1 = 124.99 \text{ KN/m}$$

$$\varphi = \gamma_c \frac{2\varphi}{360} 2\pi \cdot r$$

$$\varphi = 0.613 \times \frac{2 \times 60}{360} 2 \times 3.14 \times 8.298 = 10.65 \text{ KN/m}$$

$$P_V = \frac{10.65 + 359.84 + 124.99}{14.37} = 34.48 \text{ KN/m}$$

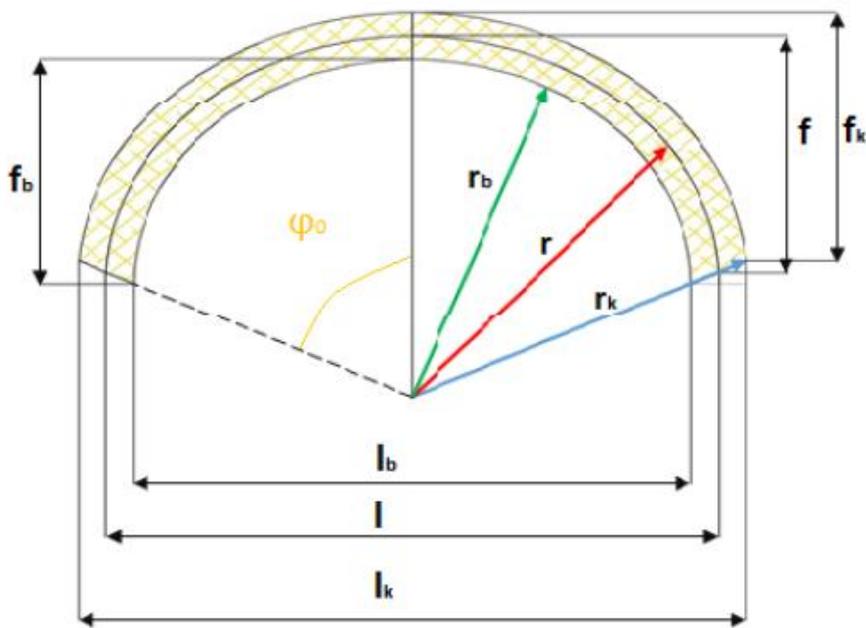


Figure V.2 : Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.

• **La charge horizontale :**

La charge horizontale est calculée selon la forme de COULOMB-RANKINE :

$$e_0 = \sigma_v \cdot K_a - 2 \cdot C \sqrt{K_a}$$

$$e_0 = 359.84 \times 0.4 - 2 \times 100 \times \sqrt{0.4} = 17.44 \text{ KN/m}^2$$

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

$$e_1 = (50.50 \times 4.149) 20 \times 0.4 - 2 \times 100 \sqrt{0.4} = 1549.70 \text{ KN/m}^2$$

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

$$e = \frac{1549.70 + 17.44}{2} = 783.57 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_h = 783.57 \times \frac{4.199}{4.149} = 793.01 \text{ KN/m}^2$$

- **Réactions d'appuis :**

Selon le rapport  $f/L$  on choisit le coefficient  $\alpha$  et  $\beta$

$$\frac{f}{L} = \frac{4.149}{14.37} = 0.29$$

Les coefficients des réactions d'appuis représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2 :** coefficients des réactions d'appuis.

$f/L$	$\alpha_m$	$\beta_m$	$\alpha_h$	$\beta_h$
0.29	0.01010	-0.01010	0.4415	-1749

Les réactions appuis seront calculées par la charge verticale et horizontale :

- **Pour la charge verticale :**

$$M_V = \alpha_m \cdot P_V \cdot L^2$$

$$M_V = 0.01010 \times 34.48 \times 14.37^2 = 71.91 \text{ KN.m}$$

$$H_V = \alpha_h \cdot P_V \cdot L$$

$$H_V = 0.4415 \times 34.48 \times 14.37 = 218.75 \text{ KN}$$

$$V_V = P_V \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_V = 34.48 \times \frac{14.37}{2} = 247.74 \text{ KN}$$

$$N_V = \sqrt{H_V^2 + V_V^2} = \sqrt{28.75^2 + 247.74^2} = 330.49 \text{ KN}$$

- Pour la charge horizontale :

$$M_h = \beta_h \cdot P_h \cdot L^2$$

$$M_h = -0.01010 \times 793.01 \times 14.37^2$$

$$H_h = \beta_h \cdot P_h \cdot L$$

$$H_h = -0.1749 \times 793.01 \times 14.37 = -1993.08 \text{ KN}$$

$$V_h = 0 \text{ KN}$$

On vérifie :

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_V}{A_s} + \frac{M_V}{W_s} < \sigma_e$$

$$HEB 220 \Rightarrow \begin{cases} A_s = 91 \times 10^{-2} m^2 \\ W_s = 736 \times 10^{-6} m^3 \end{cases}$$

$$\frac{330.49}{91 \times 10^{-4}} + \frac{71.91}{736 \times 10^{-6}} = 134.02 < 275 \text{ MPa}$$

La condition est vérifié alors on adoptera le profilé HEB 220.

## V .6.2. Caractéristique du soutènement provision :

Pour le soutènement provision, on va calculer la rigidité flexionnelle et normale équivalent :

Le calcul de la rigidité flexionnelle et normale équivalent est comme suite :

$$E A_{eq} = E_b A_b + \left( \frac{E_{cin}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{A_{cin}}{d}$$

$$E I_{eq} = E_b I_b + \left( \frac{E_{cin}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{I_{cin}}{d}$$

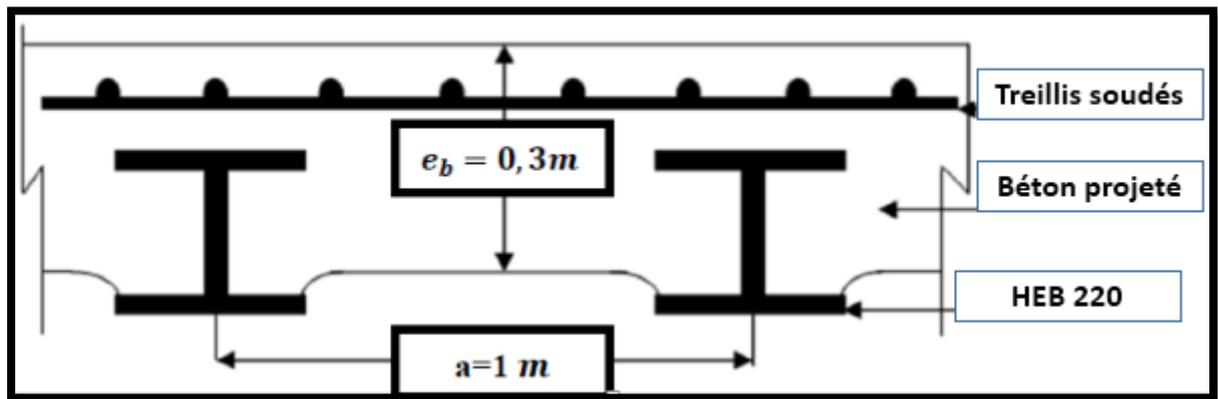


Figure V.3 : Représentation du soutènement provisoire.

### V.6.2.1. Caractéristiques du Béton projeté

Le tableau IV.2 rassemble les caractéristiques du béton projeté utilisé dans le soutènement de tunnel :

Tableau V.3. Caractéristique du béton projeté

Béton projeté					
$e_b$ (m)	$f_{c28}$ (MPa)	$W$ (m <sup>3</sup> )	$E_b$ (MPa)	$I_b$ (m <sup>4</sup> )	$\nu$
0,3	25	0,015	10000	$2,25 \cdot 10^{-3}$	0,2

### V.6 .2.2. Caractéristiques du profil HEB220 :

Les différents constituants du soutènement provision sont fabriqués à partir des profils HEB220

$$A_s = 91 \times 10^{-4} m^2$$

$$W_s = 736 \times 10^{-6} m^3$$

$$I_s = 8091 \times 10^{-8} m^4$$

$$E = 2.1 \times 10^5 Mpa$$

### V.6.2.3. Caractéristiques des boulons d'ancrage :

- La longueur de bouton d'ancrage  $L=6m$
- Diamètre de bouton d'ancrage  $D=32mm$
- Section du bouton de  $\varnothing = 32mm$  diamètre

$$A = \frac{25^2}{4} \pi = \frac{32^2}{4} (3.14) = 803.84 mm^2$$

- Module de Young  $E_b = 2.1 \times 10^5 Mpa$

### V.6.3. Répartition des efforts internes entre les centres métalliques et la voute en béton projeté :

#### V.6.3.1. Rigidités des centres métalliques :

- **A La compression :**

$$E_s \cdot A'_s = \frac{E_s \cdot A_s}{a}$$

$$E_s \cdot A'_s = \frac{2.1 \times 10^8 \times 91 \times 10^{-4}}{1} = 1.911 \times 10^6 KN/m$$

- **A la flexion :**

$$E_s \cdot I'_s = \frac{E_s \cdot I_s}{a}$$

$$E_s \cdot I'_s = \frac{2.1 \times 10^8 \times 8091 \times 10^8}{1} = 16.991 \times 10^3 KN/m$$

#### V.6.3.2. Rigidité de la voute en béton projeté à la compression

- **à la compression**

$$\theta_n = \frac{E_b \cdot e_b}{E_s \cdot A_s}$$

$$\theta_n = \frac{10000 \times 0.3}{1.911 \times 10^6} = 1.569$$

- **A la flexion :**

$$\theta_m = \frac{E_b \cdot I_b}{E_s \cdot I_s}$$

$$\theta_m = \frac{10000 \times 0.3^3}{16.991 \times 10^3} = 0.015$$

### V.6.3.3. Calcul la rigidité équivalente de soutènement provisoire :

$$\begin{aligned} EA_{\acute{e}q} &= 10000 \times 10^3 \times 0.3 + \left( \frac{2.1 \times 10^8}{10000 \times 10^3} - 1 \right) \cdot 10000 \times 10^3 \frac{91 \times 10^{-4}}{1} \\ &= 4.82 \times 10^6 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_{\acute{e}q} &= 10000 \times 10^3 \cdot 2.25 \times 10^{-3} + \left( \frac{2.1 \times 10^8}{10000 \times 10^3} - 1 \right) \cdot 10000 \times 10^3 \frac{8.091 \times 10^{-5}}{1} \\ &= 3.868 \times 10^4 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$EA_{\acute{e}q} = 4.82 \times 10^6 \text{ KN/m (centre et béton projeté)}$$

$$EI_{\acute{e}q} = 3.868 \times 10^4 \text{ KN/m (centre et béton projeté)}$$

### V.6.3.4. Rigidité normale de : boulon d'ancrage + coulis de ciment

Le renforcement latéral du soutènement provisoire est assuré par la mise en place des boulons d'ancrage injectés par un coulis de ciment, donc on doit calculer la rigidité normale équivalente de l'ensemble de ces éléments par l'utilisation de la formule suivante :

$$EA_{\acute{e}q} = E_{\text{ciment}} A_{\text{ciment}} + \left( \frac{E_{\text{boulon}}}{E_{\text{ciment}}} - 1 \right) E_{\text{ciment}} \frac{A_{\text{boulon}}}{d}$$

Avec :

$$E_{\text{ciment}} = 2.3 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{ciment}} = 7.85 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$E_{\text{boulon}} = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{boulon}} = \frac{\pi D^2}{4}, D = 16 \text{ mm}, 20 \text{ mm}, 25 \text{ mm}, 32 \text{ mm}$$

d= 1m

**Tableau V.4 :** caractéristiques mécaniques des boulons d'ancrage.

Boulons d'ancrages				
diamètre (mm)	16	20	25	32
E.A (KN/m)	$2.15 \times 10^5$	$2.36 \times 10^5$	$2.67 \times 10^5$	$3.22 \times 10^5$

### V.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, un calcul des charges verticales et horizontales agissantes sur le soutènement provisoire est effectué avec l'utilisation de la méthode de TERZAGHI. Les charges ne sont très importantes en raison de la faible couverture de tunnel qui présente une hauteur de 50.50m. Les dimensions de soutènement provisoires (cintres, béton projeté et boulons d'ancrage ont été calculé et vérifié.

## VI.1. Introduction :

L'excavation des deux tubes de tunnel est effectuée en même temps avec la prise en compte de l'effet de la faible hauteur au-dessus de tunnel. Cette dernière est de l'environ de 50 m, qui peut influencer la stabilité de la surface libre ainsi que la stabilité de soutènement provisoire. Il est fortement nécessaire de prédire le comportement de tunnel sous ces conditions.

Notre travail dans ce chapitre consiste à faire une analyse numérique des deux tubes de tunnel en utilisant le logiciel Plaxis 2D, avec la prise en compte de l'effet de diamètre des boulons d'ancrage latéraux sur la stabilité de soutènement provisoire et la stabilité de la surface libre au-dessus de tunnel en utilisant deux mode de creusement (creusement en section totale, et creusement en demi-section).

## VI.2. Présentation de modèle Plaxis 2D :

Le logiciel Plaxis 2D est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'application géotechniques. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme.

## VI.3. Caractéristiques du terrain et de soutènements :

### VI. 3.1. Caractéristiques géotechniques du terrain

L'analyse numérique du front basée sur la loi de comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Colomb (M-C). Elle présente l'avantage de définir le comportement du sol par le biais de cinq paramètres seulement : le module de Young (E), le coefficient de poisson ( $\mu$ ), l'angle de frottement ( $\varphi$ ), la cohésion (c), et l'angle de dilatance ( $\psi$ ).

Le tableau ci-dessous représente les différentes caractéristiques géotechniques de terrain autour de tunnel pour le tronçon étudié

**Tableau. VI.1** : Valeurs des paramètres géotechniques de la section étudiée

Paramètre	Désignation	Colluvions graveleuse – Quaternaire.	Argile marneuse – Eocène	Unité
Modèle type	Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	/
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	/
Poids volumique	$\gamma_d$	16.5	20	$kn/m^3$
Module de Young	E	5000	200000	$kn/m^2$
Coefficient de poisson	$\mu$	0,3	0.25	/
Terme de cohésion	C	5	100	$kn/m^2$
Angle de frottement	$\varphi$	27	25	Degré
Angle de dilatation	$\psi$	0	0	Degré

### VI.3.2. Caractéristiques mécaniques du soutènement (cintre et béton projeté) :

Selon les conditions géométrique et géotechnique, les caractéristiques retenues pour le soutènement de ce tronçon du tunnel sont décrites dans le tableau suivant :

Soutènement	modèle	EA (KN/m)	EI (KN.m <sup>2</sup> /m)	W (KN/m)	$\vartheta$
<b>Soutènement provisoire</b>	élastique	$4.82 \times 10^6$	$3.87 \times 10^4$	12.63	0.2

**Tableau. VI.2.** Propriétés mécaniques de soutènement.

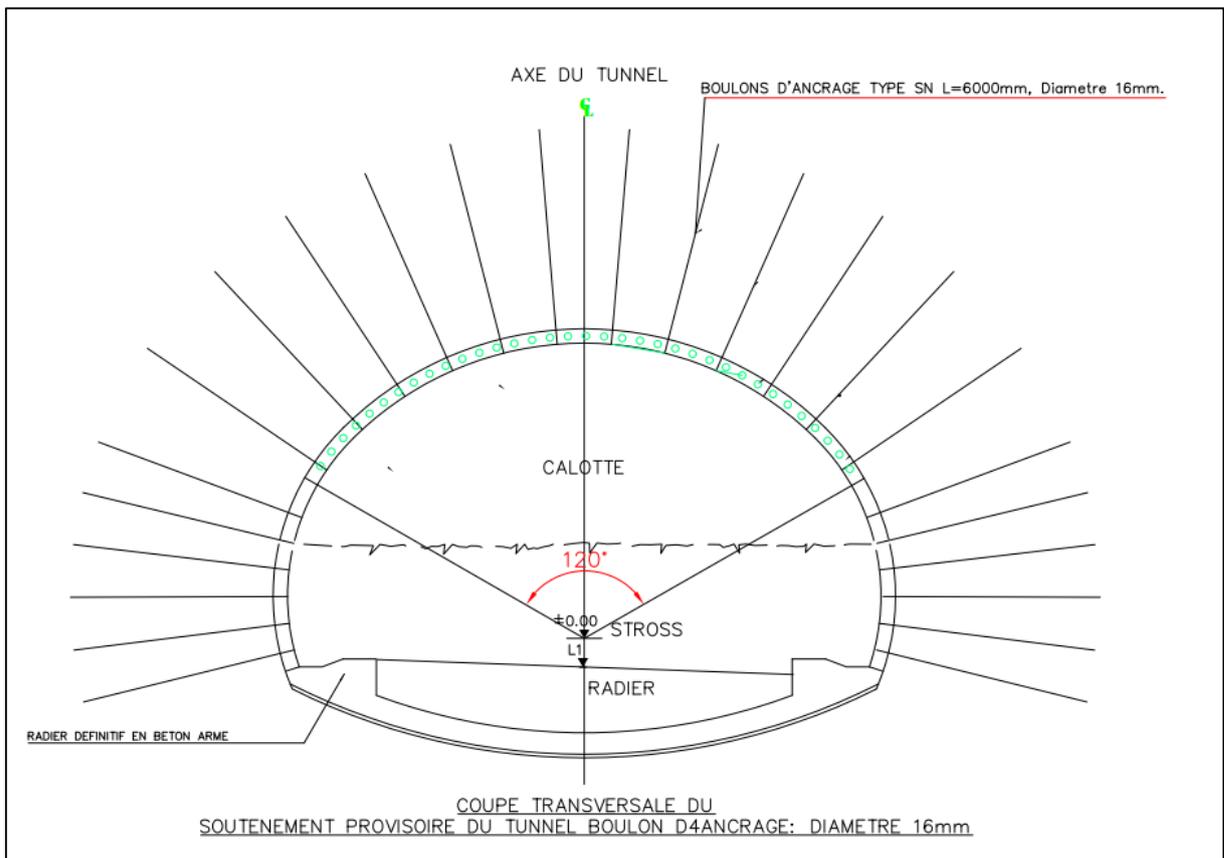
Boulon d'ancrage	modèle	EA (KN/m)
Diamètre 16 mm	élastoplastique	$2.15 \times 10^5$
Diamètre 20 mm	élastoplastique	$2.36 \times 10^5$
Diamètre 25 mm	élastoplastique	$2.67 \times 10^5$
Diamètre 32 mm	elastoplastique	$3.22 \times 10^5$

**Tableau. VI.3.** Propriétés mécaniques des Boulons d'ancrage.

## VI.4. Tunnel renforcé par boulons d'ancrage :

### VI.4.1. Tunnel renforcé par boulons $\Phi 16$ :

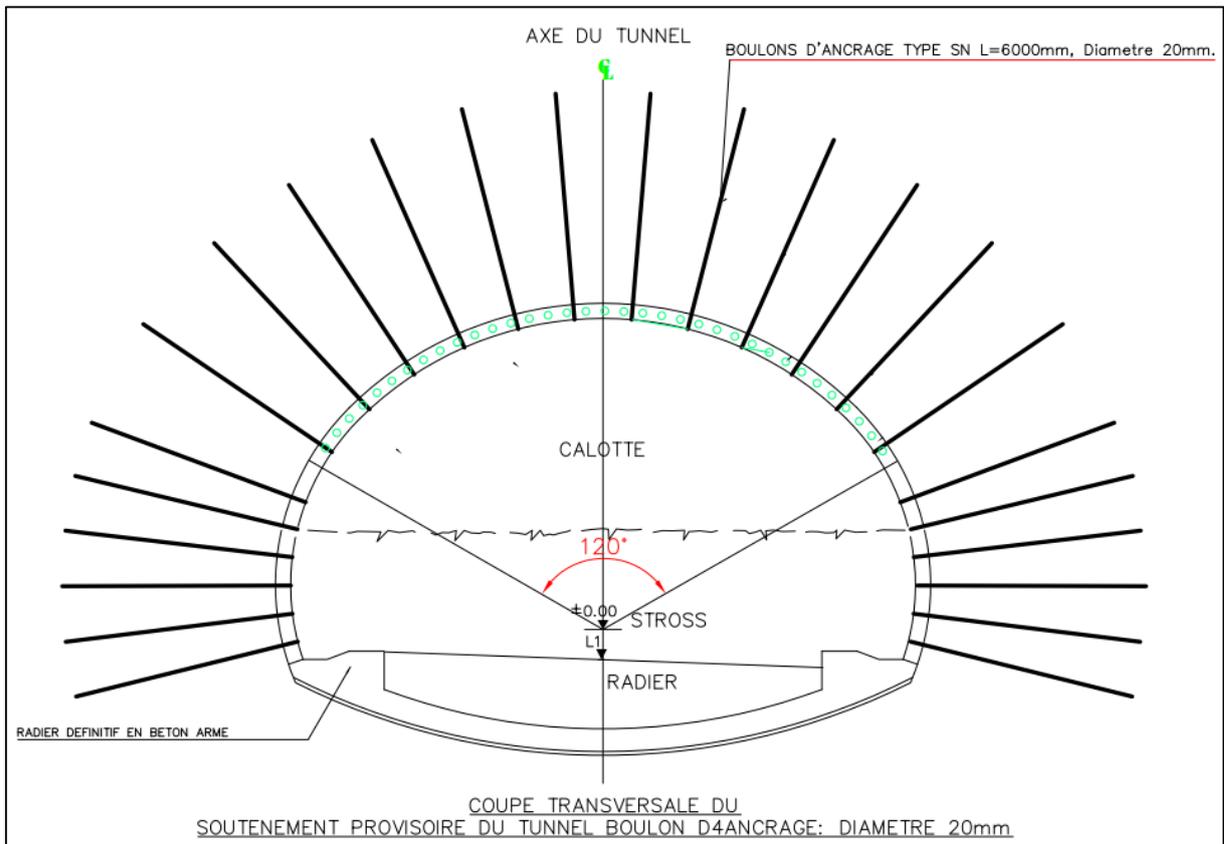
La mise en place des boulons de renforcement latéraux en permet de garder la stabilité de soutènement provisoire ainsi que la stabilité du front de taille de tunnel. Cependant le creusement de tunnel entraine des mouvements de terrain qui provoquent par la suite des dommages au niveau des stross, calotte et contre voute de tunnel. Le renforcement des deux tubes par des boulons d'ancrage de diamètre  $\Phi 16$  qui présente une rigidité  $EA = 2.15 \times 10^5$  KN/m peut assurer la stabilité de soutènement provisoire pour un certain temps. La figure V.1 présente une coupe transversale de tunnel renforcé par boulons d'ancrage  $\Phi 16$ .



**Figure. VI.1.** Tunnel renforcé par boulon d'ancrage  $\Phi 16$

#### VI.4.2. Tunnel renforcé par boulons $\Phi 20$ :

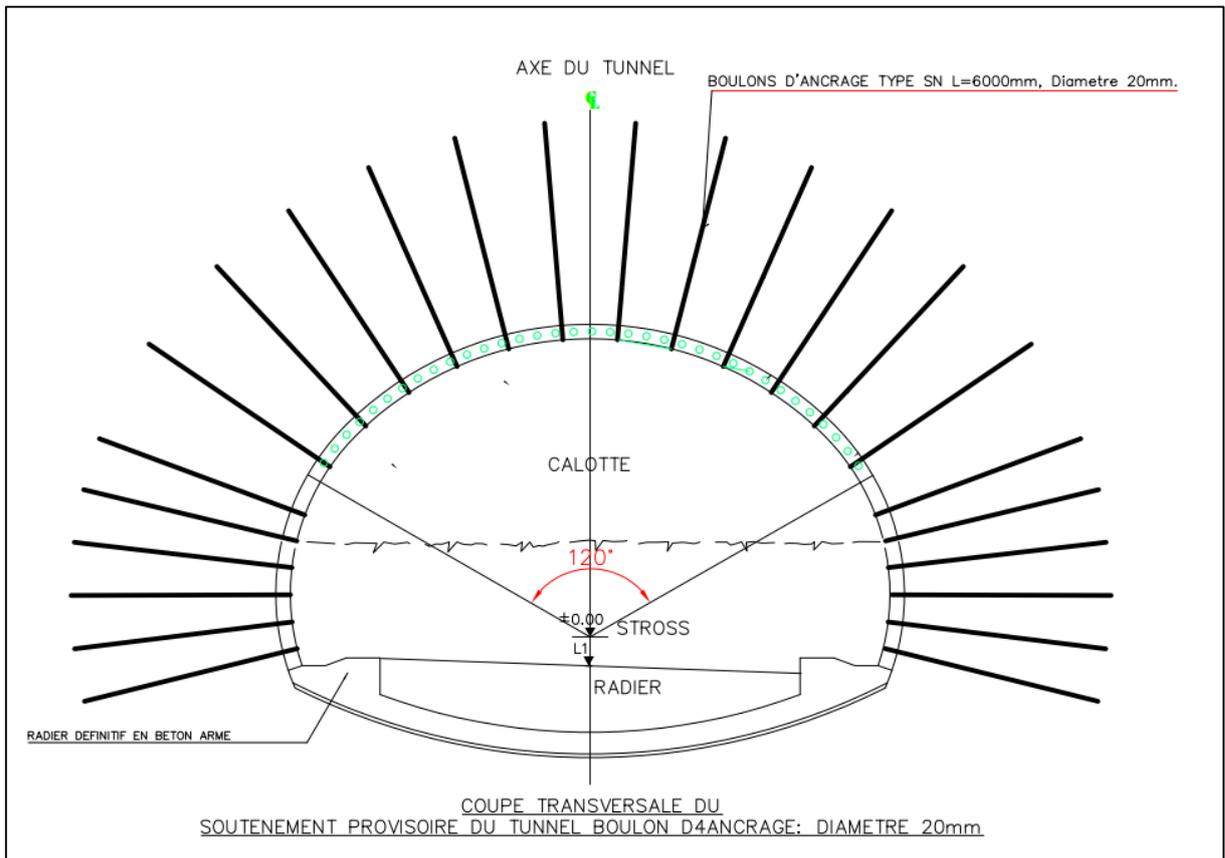
La faible hauteur d'excavation des deux tubes entraine une transmission rapide des mouvements du terrain à la surface libre au-dessus de tunnel. Cependant, l'ensemble des boulons latéraux ancrés dans sol entourant le tunnel (diamètre des boulons  $\Phi 20$  qui présentent de rigidités d'environ :  $2.36 \times 10^5$  kn /mpeuvent créés une surface rigide autour de la calotte et stress qui permet de limiter les pressions agissantes sur le soutènement provisoire de tunnel. La figure VI.2 présente une coupe transversale de tunnel renforcé par boulons d'ancrage  $\Phi 20$ .



**Figure VI.2.** Tunnel renforcé par boulon d'ancrage  $\Phi 20$

#### VI.4.3. Tunnel renforcé par boulons $\Phi 25$ :

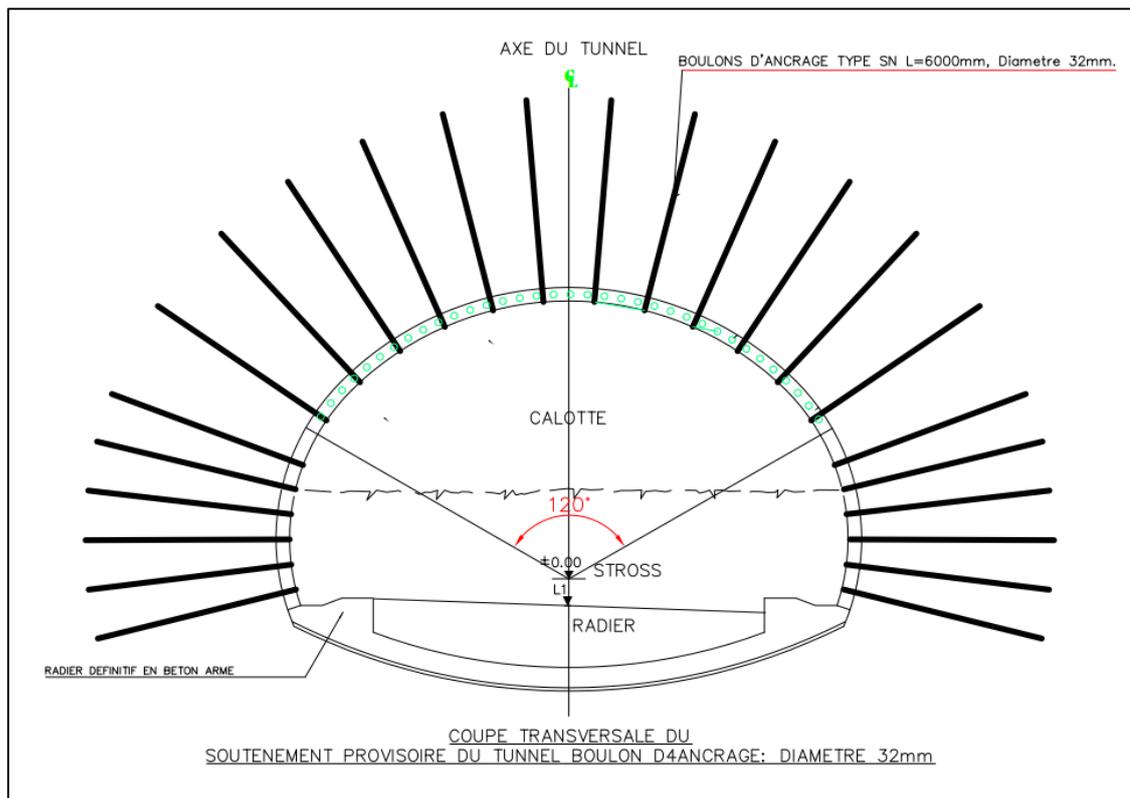
Le sol entourant les deux tubes de tunnel présente des faibles caractéristiques géotechniques, il peut s'effondrer sous un mouvement du terrain qui peut créer par la suite des dommages au niveau du soutènement provisoire. Il est fortement préconisé de mettre les boulons de renforcement de longueur 6m et un diamètre  $\Phi 25$ . La figure VI.3 présente une coupe transversale de tunnel renforcé par boulons d'ancrage  $\Phi 25$ .



**Figure. VI.3.** Tunnel renforcé par boulon d'ancrage  $\Phi 25$

#### VI.4.4. Tunnel renforcé par boulons $\Phi 32$ :

L'excavation de tunnel par le mode de creusement en section totale ou en demi-section entraîne des déformations irréversibles du sol, en particulier au niveau de la calotte et stross. Cette dernière peut subir des dommages importants sous pression des terres. L'insertion des boulons d'ancrage injectés par un coulis de ciment ou d'une résine de haute performance permet de créer un volume rigide et solidaire qui limite les déformations du terrain soit au moment d'excavation ou après la mise en place de soutènement définitif. La figure VI.4 présente une coupe transversale de tunnel renforcé par boulons d'ancrage  $\Phi 32$ .



**Figure. VI.4.** Tunnel renforcé par boulon d'ancrage  $\Phi 32$

## VI .5. Modélisation du tunnel renforcé par boulon d'ancrage :

La modélisation par élément finis de tunnel boulonné consiste à utiliser des éléments barres. Les boulons sont représentés par des éléments linéaires bidimensionnels qui se placent sur le maillage entre les nœuds correspondant à l'emplacement d'un boulon. L'interface terrain-boulon est alors considérée comme présentant une adhérence parfaite. Ces boulons obéissent à une loi de comportement élastique linéaire. Ils sont définis par deux paramètres : le module d'Young du boulon et la section du boulon.

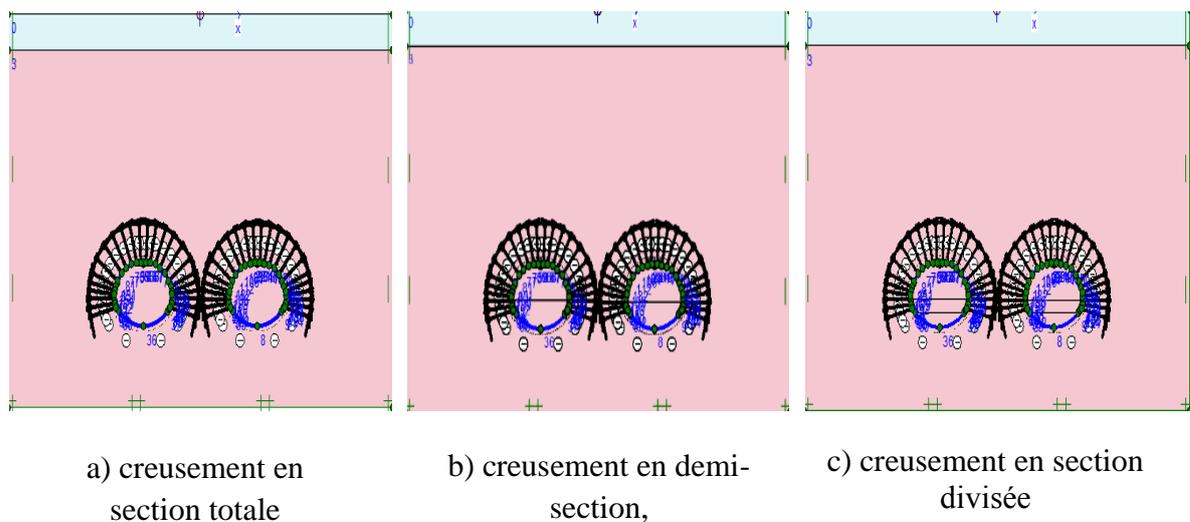
Ces éléments barres travaillent uniquement en extension ou compression. Le comportement purement élastique de ces éléments implique de s'assurer après chaque étape de calcul que l'effort normal dans le boulon ne dépasse pas la limite élastique de l'acier.

Plusieurs modes de creusement ont été élaborées pour étudier le comportement du sol renforcé ainsi que la stabilité de soutènement provisoire de tunnel

1. Creusement de la section totale ;
2. Creusement en demi-section ;
3. Creusement en section divisée.

### VI .5.1. Génération de la géométrie de modèle :

Notre section de tunnel étudié se trouve à une profondeur totale de 50 m, elle se compose de deux tube espacés de 20 m. Le terrain au-dessus de tunnel est constitué de deux couches différentes. Le soutènement provisoire contient des profilés en HEB 200 espacés de 1 m, une épaisseur de 30 cm de béton projeté renforcé par treillis soudés et des boulons d'ancrage de longueur de 6 m et de diamètre  $\Phi 16$ ,  $\Phi 22$ ,  $\Phi 25$ , et  $\Phi 32$ . La figure V.5.présente le modèle utilisé en Plaxis pour le creusement en pleine section, en demi-section et le creusement en section divisée.

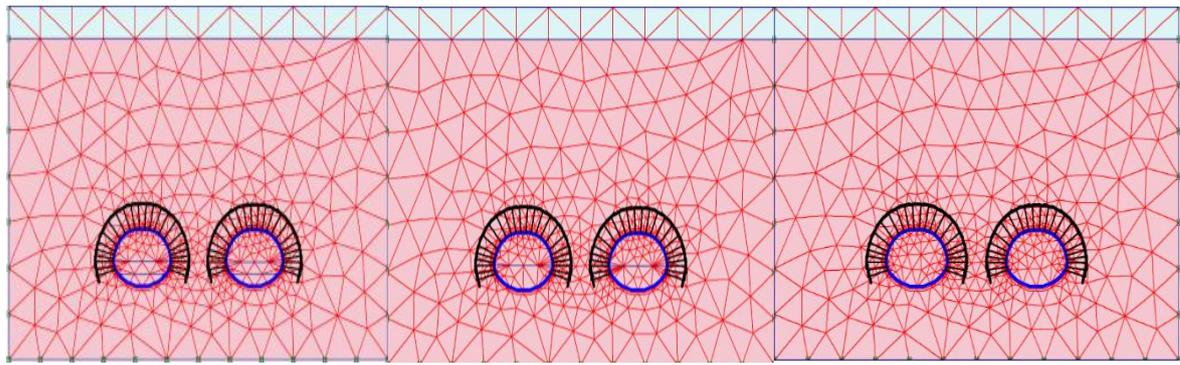


**Figure VI.5 :** Géométrie de l'ouvrage en Plaxis

La modélisation des deux tubes avec la prise en compte de la méthode de creusement et le diamètre des boulons de renforcement est effectué par l'utilisation de méthodes des éléments finis qui est basée sur la transformation des équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques dans le but de remplacer le milieu réel par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal qui est le plus possible proche du contour réel.

Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel).

Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés noeuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage (figure VI.2).



a) creusement en section totale

b) creusement en demi-section,

c) creusement en section divisée

**Figure. VI.6 :** Maillage de l'ouvrage en Plaxis**VI .5.2. Phasage de calcul :**

Les phases de calcul sous Plaxis 2D suivent la méthode de creusement ainsi que les étapes de mise en place de soutènement provisoire

**VI .5.2.1. Méthode de creusement en pleine section**

Cette technique de creusement consiste à excaver tout la section transversale du front de taille de tunnel en une seule phase commençant l'excavation par la partie supérieure du front descendant vers le bas jusqu'en termine par la mise en place de cintre, stross et contre voute. Les phases de calcul sont comme suit :

**VI.5.2.2. Méthode de creusement en demi-section :**

Dans la méthode de creusement en demi- section, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure (calotte) de la section. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 m, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps. Les phases de calcul sont comme suit :

- **Phase 0 :** Initialisation des contraintes (contraintes géostatique).
- **Phase 1 :** Creusement total de tunnel gauche et installation de soutènement provisoire sur une longueur de 10m ( $\sum M \text{ stage}=1$ ). Front plane, SLICE1,
- **Phase 2 :** Excavation de 9 m de la calotte ; SLICE 2, SLICE 3, SLICE 4 ; avec un dé confinement ( $\sum M \text{ stage}=0,4$ ).

- **Phase 3** : Installation du soutènement provisoire \_cintres +le béton projeté+ boulons d'ancrages\_ (pour la partie excavée \_calotte\_) ; plane A SLICE 2 ; plane B SLICE 3 ; Plane C SLICE 4, le déconfinement sera ( $\sum M \text{ stage}=1$ ).
- **Phase 4**: Excavation 6 m Stross; SLICE2, SLICE 3, pour ( $\sum M \text{ stage}=0,4$ ).
- **Phase5** : Installation du soutènement provisoire\_ cintres + le béton projeté + boulons d'ancrages\_ (pour la partie excavée \_Stross\_) ; plane A SLICE 2 ; plane B SLICE 3, le déconfinement ( $\sum M \text{ stage}=1$ ).
- **Phase6** : Excavation de radier à 3 m pour SLICE2. Avec un déconfinement ( $\sum M \text{ stage}=0,25$ )
- **Phase7** : Soutènement du radier pour SLICE 2. ( $\sum M \text{ stage}=1$ )
- **Phase 8 à la phase 14** : Répété les mêmes phases de 1 à 7 pour le tunnel droit.

#### VI .5.2.3. Méthode de creusement en section divisée :

La méthode de creusement en section-divisée consiste à excaver plusieurs galeries de petite section. L'excavation de la partie supérieure centrale de chaque tube avec la mise en place de soutènement qui correspond, ensuite la réalisation de la galerie de section ogivale droite et la mise en place du complément de la calotte et stross. Par la suite, un creusement de la galerie gauche et mise en place du complément de la calotte et stross. Enfin, une excavation de la partie sous les stross et mise en place de contre voute. Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section.

Les phases de calcul sont comme suit :

- **Phase 0** : initialisation des contraintes (contraintes géostatique).
- **Phase 1** : excavation de calotte de tunnel gauche ( $\sum M \text{ stage} = 0,3$ ).

- **Phase 2** : installation de soutènement provisoire et les boulons d'ancrage

$$\sum M_{stage} = 0,2).$$

- **Phase 3** : excavation de stross de tunnel gauche ( $\sum M_{stage} = 0,2$ ).

- **Phase 4** : installation de soutènement provisoire et les boulons d'ancrage

$$\sum M_{stage} = 0,2).$$

- **Phase 5** : excavation de radier de tunnel gauche ( $\sum M_{stage} = 0,1$ ).

- **Phase 6** : installation radier ( $\sum M_{stage} = 0,1$ ).

- **Phase 7 à phase 12** : répété les mêmes phases de 1 à 6 pour le tunnel droit.

## VI .6. Résultats et discussion :

Lors de l'excavation de tunnel, des perturbations vont déséquilibrer le comportement interne du massif, créant des déformations et des déplacements du sol. Il en résulte des tassements plus ou moins significatifs qui peuvent affecter la stabilité des constructions voisines (bâtiments et ouvrages d'art). En site urbain ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques inacceptables. L'importance de ces tassements est en relation étroite avec les conditions géologiques et hydrologiques, la profondeur de l'ouvrage souterrain et la méthode de creusement du front de taille.

Le renforcement de soutènement provisoire de tunnel s'effectue à l'aide d'une machine de forage destiné aux boulons d'ancrage, après la mise en place des boulons de renforcement, une couche du béton projeté soit met pour protéger la surface de tunnel ainsi pour éviter l'endommagement de l'étanchéité.

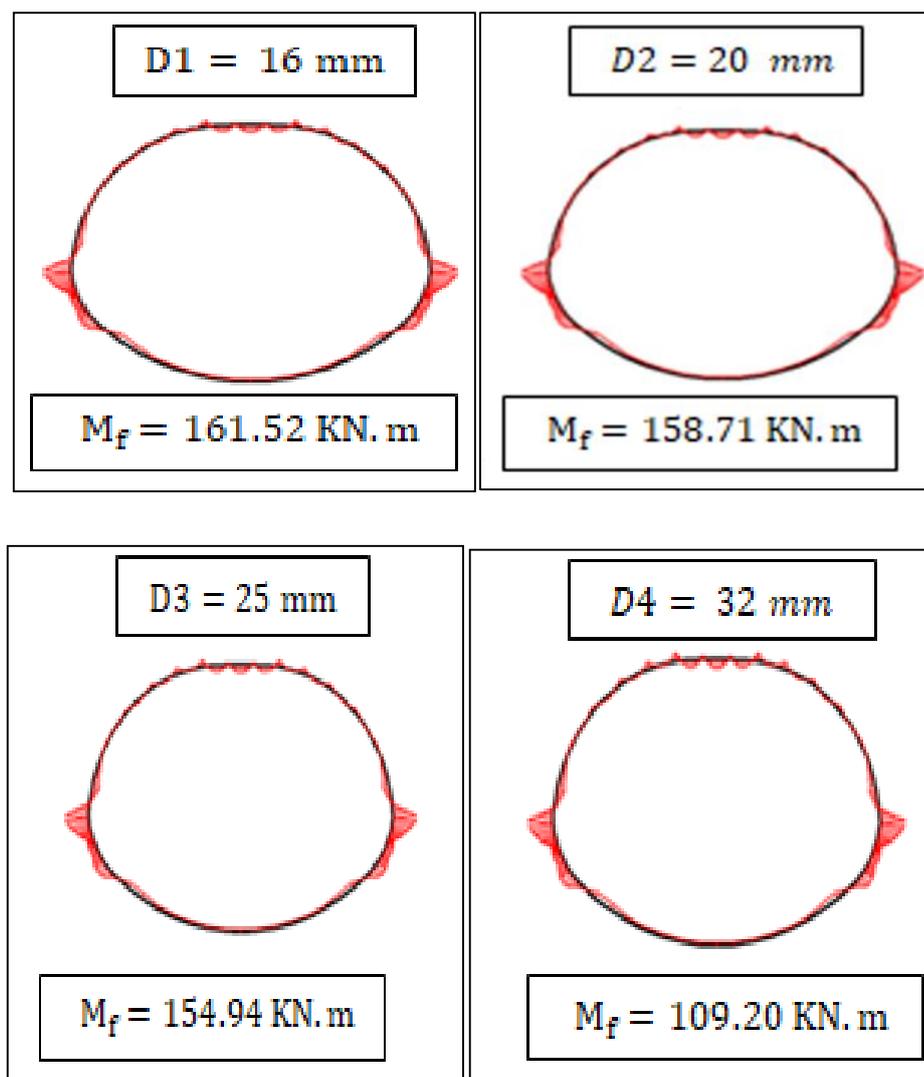
### VI.6.1. Effet de diamètre des boulons d'ancrage sur la stabilité de tunnel

Les deux tubes boulonnés ont été modélisant sous plaxis 2D en utilisant les trois modes de creusement (creusement en section totale, en demi-section et en section divisée) dans le but de bien comprendre l'effet de diamètre des boulons sur la stabilité de tunnel

### VI.6.1.1. Creusement en pleine section

- **Moment fléchissant :**

Le boulonnage fait partie intégrante du massif à supporter. Il s'agit d'un renforcement interne dont le comportement dépend très fortement de celui du massif excavé : dès que le terrain se déforme, les boulons subissent un allongement et se mettent en tension. Ils fournissent ainsi une réponse immédiate et adaptée aux déficiences du massif, s'ils sont posés suffisamment tôt. Cette mise en tension des boulons contient les mouvements du terrain, et par un effet de confinement, aide celui-ci à mobiliser ses propres capacités de résistance. Parallèlement à ce rôle confinant, les boulons empêchent la chute de blocs disjoints du massif rocheux. Ils permettent aussi de contenir des déplacements de cisaillement entre blocs ou bancs, et ont ainsi un rôle restructurant. La figure VI.7. Présente les résultats du moment fléchissant de tunnel pour les diamètres de boulon de renforcement  $\Phi 16$ ,  $\Phi 20$ ,  $\Phi 25$  et  $\Phi 32$ .



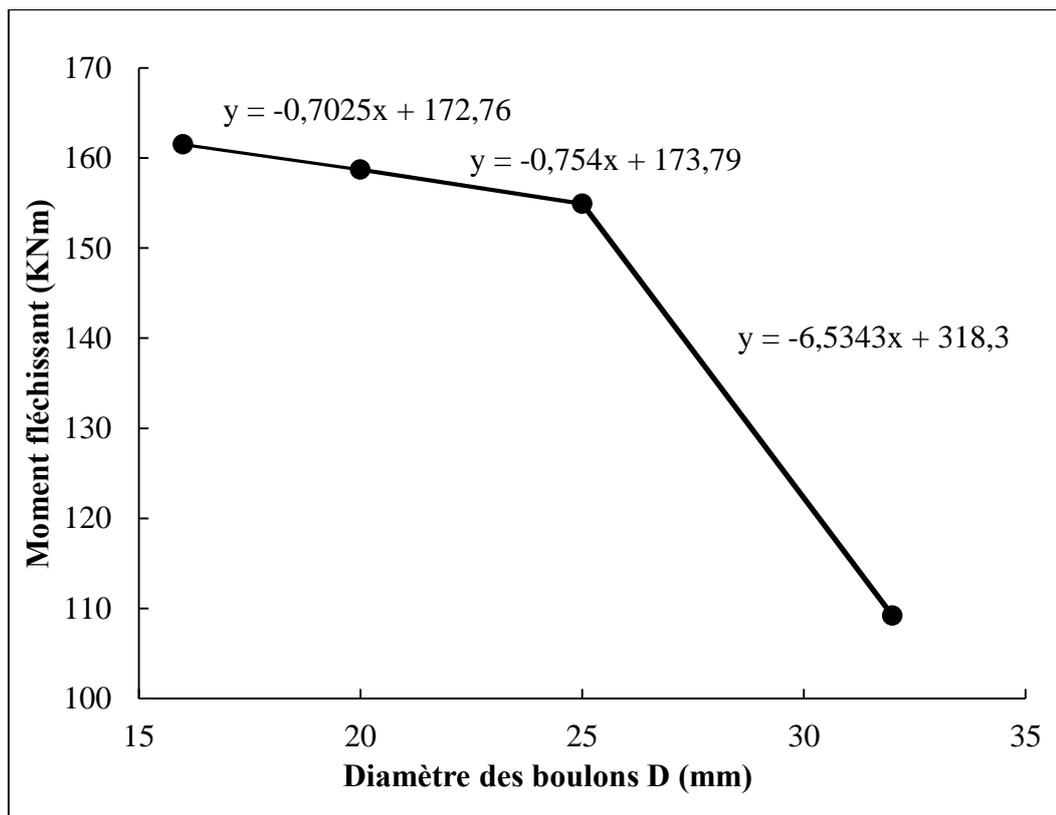
**Figure VI .7:** Moment fléchissant de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage.

Il est bien remarqué sur la figure VI.7 que le tunnel renforcé par des boulons d'ancrage  $\Phi 16$  présente la valeur du moment fléchissant le plus important ( $M= 161.52\text{KNm}$ ). Cette valeur subit une diminution remarquable avec l'augmentation de diamètre des boulons d'ancrage. En effet, le tunnel renforcé par boulons d'ancrage de diamètre  $\Phi 32$  présente la plus basse valeur du moment fléchissant qui est de l'envron de  $109.2\text{ KNm}$ .

Une présentation graphique des différentes sollicitations est nécessaire afin de bien comprendre l'effet de diamètre des boulons d'ancrage sur la stabilité de soutènement provisoire de tunnel. La figure VI.8 présente le moment fléchissant en fonction de diamètre des boulons d'ancrage avec une mise en place de la courbe de tendance linéaire pour déduire l'équation linéaire :

$Y = Bx + A$ , avec  $A$  et  $B$  sont des constantes.

Le rapport  $B/A$  représente le taux de changement (diminution/augmentation) de moment fléchissant avec l'augmentation de diamètre des boulons d'ancrage (Tableau VI.4).



**Figure VI.8. :** Moment fléchissant en fonction de diamètre des boulons d'ancrage.

En remarque sur la figure VI.8 Que la pente de la droite de la courbe de tendance linéaire entre le tunnel renforcé par boulons de diamètre  $\Phi 16$  et boulons  $\Phi 20$  présente un taux de

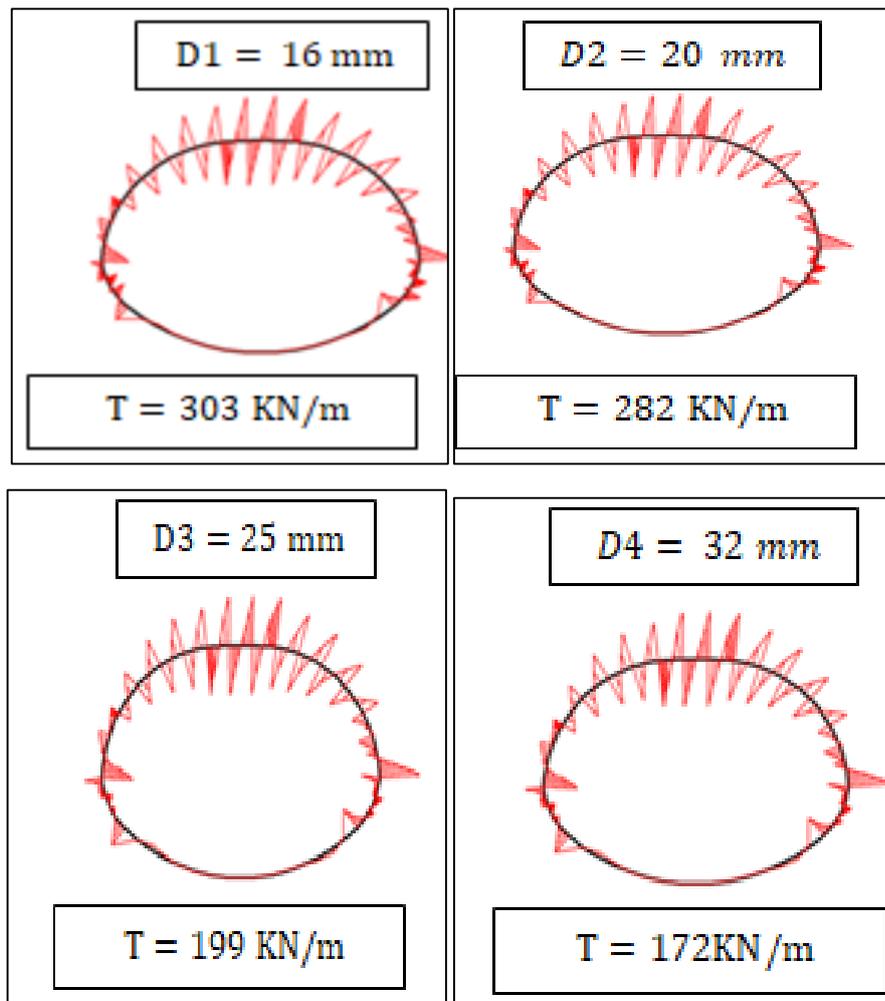
changement du moment fléchissant d'environ -0.4% (Tableau VI.4). Ce taux reste identique pour le tunnel renforcé par boulons de diamètre  $\Phi 25$ . Cependant, ce taux de changement subit une diminution remarquable pour le tunnel renforcé par boulon de diamètre  $\Phi 32$ , il est de l'ordre de -2.05%. Cette forte diminution due essentiellement à la mise en place des boulons d'ancrage de diamètre important. La fixation de ces boulons est assurée par la mise en place de coulis de ciment ou d'une résine de haute performance qui entraîne une augmentation du volume de sol renforcé autour de la surface excavée avec une amélioration de la cohésion du sol. En plus la surface tubulaire en paroi de tunnel entraîne un supplément des contraintes radiales dans le massif.

**Tableau. VI.4.** Taux de changement de moment fléchissant

Diamètre du boulon (mm)	16	20	25	32
B/A(%)	-	-0.4	-0.43	-2.05

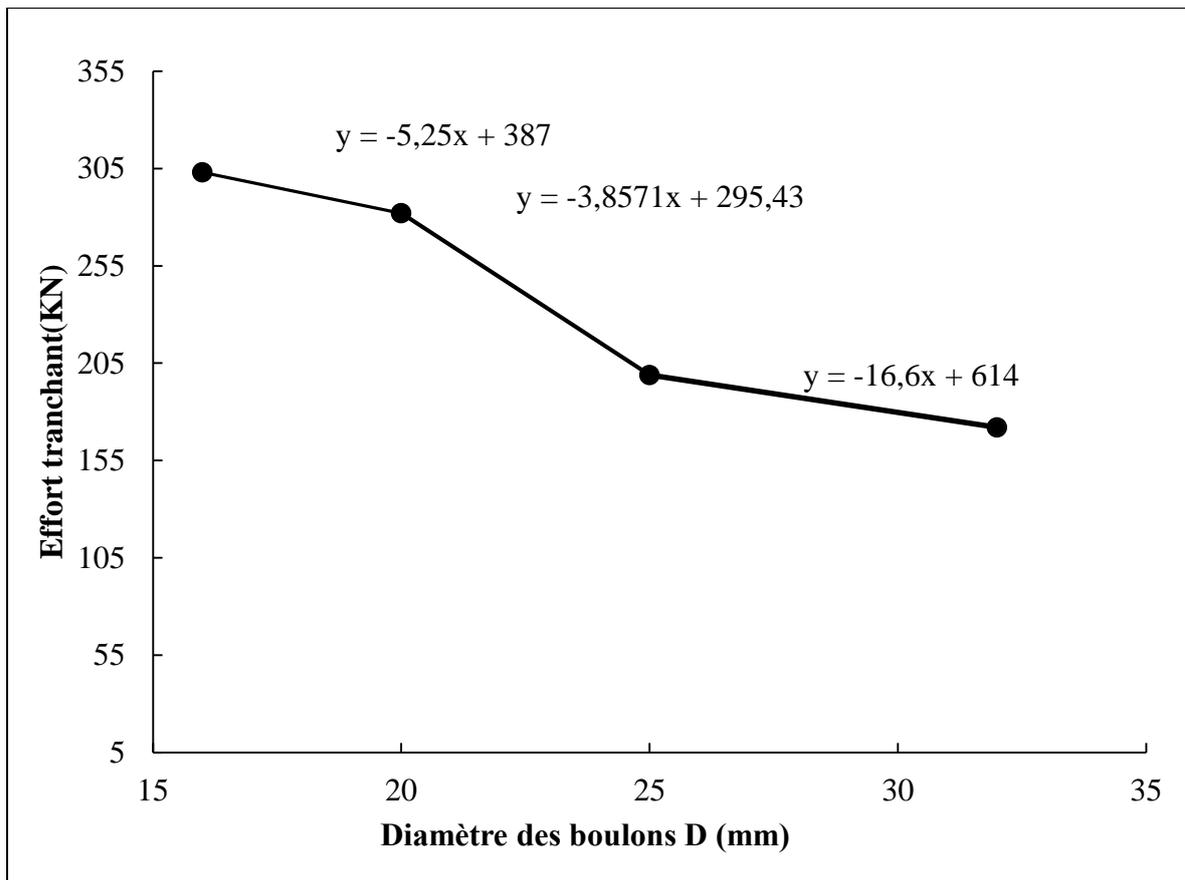
- **Effort tranchant**

La mise en place des ancrages répartie autour de soutènement provisoire de tunnel entraîne une interaction intime avec le terrain sur toute la longueur du boulon. Ces boulons scellés n'agissent pas indépendamment du terrain, ils contribuent intrinsèquement à modifier le comportement du terrain. Cependant, le creusement des deux tubes de tunnel provoque un glissement éventuel à l'interface terrain/boulon (traction) résulte de l'accumulation des contraintes de cisaillement à l'interface. Par ailleurs, l'augmentation de diamètre des boulons entraîne une amélioration de la liaison terrain/boulon, et par la suite une diminution des contraintes de cisaillement. En effet, les valeurs de l'effort tranchant de tunnel renforcé par boulon de diamètre  $\Phi 32$  sont moins importantes par rapport aux autres tunnels à ancrage de diamètre  $\Phi 16$ ,  $\Phi 20$ , et  $\Phi 25$  (Figure VI.9).



**Figure VI.9 :** Effort tranchant de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage

La figure VI.9 présente les résultats de l'effort tranchant en fonction de diamètre des boulons d'ancrage. Il est bien remarqué que le taux de changement de l'effort tranchant augmente sensiblement avec l'augmentation de diamètre des boulons de renforcement, en particulier pour le tunnel boulonné de diamètre  $\Phi 32$ .



**Figure VI.10 :** Effort tranchant en fonction de diamètre des boulons d’ancrage.

Le boulonnage de terrain autour des deux tubes de tunnel améliore les capacités de raideur et de résistance du massif entourant le soutènement provisoire et limite les mouvements tout en accroissant la stabilité. En effet, le taux de changement de l’effort tranchant subit une augmentation progressive avec l’augmentation de diamètre des boulons de renforcement (Tableau. VI.5. Taux de changement de moment fléchissant.). L’amélioration des propriétés de sol par boulons encrés et injectés empêche la chute de blocs ou la formation d’un ensemble de blocs disjoints, dans un milieu caractérisé par ses discontinuités.

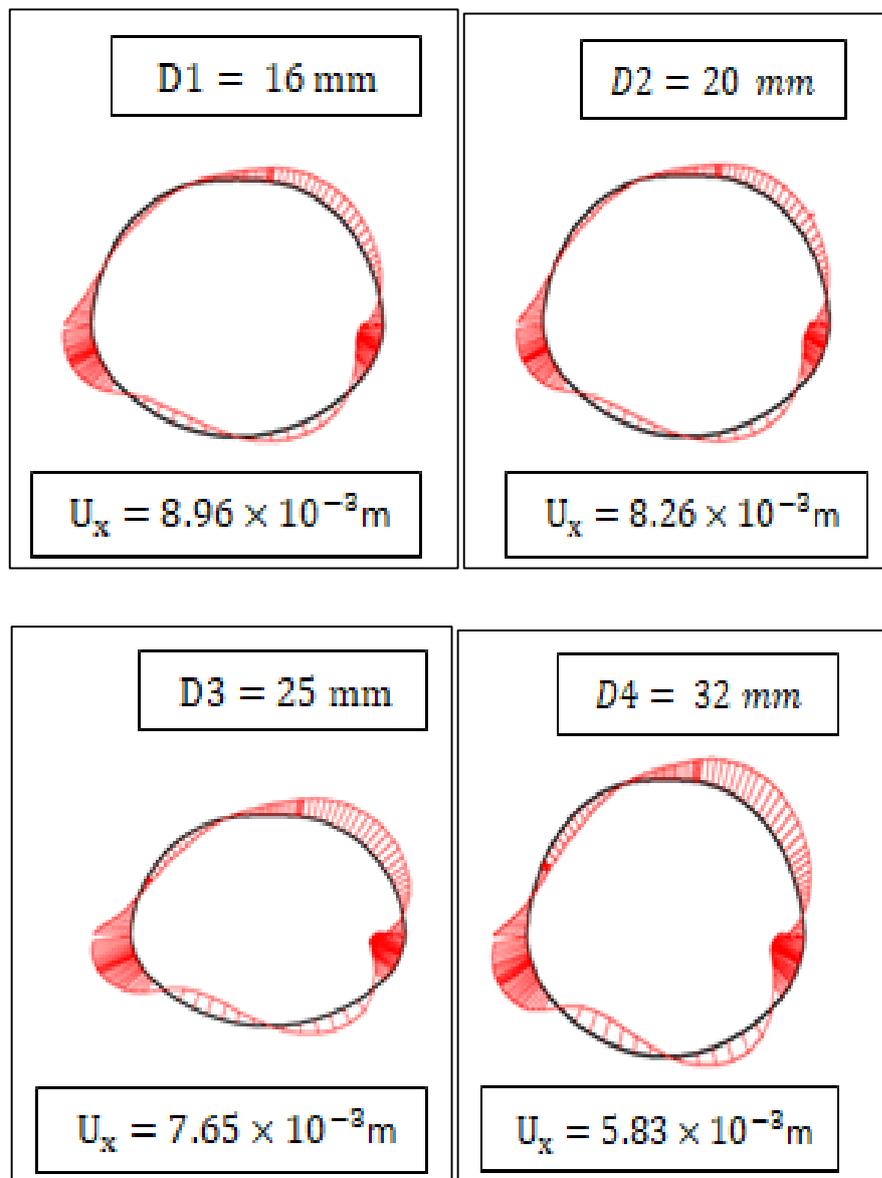
**Tableau. VI.5.** Taux de changement de moment fléchissant

Diamètre du boulon (mm)	16	20	25	32
B/A(%)	-	-1.36	-2.7	-1.3

- **Déplacement horizontal**

Le boulonnage confine les terrains sujets à décompression et dégradation, l'orientation radiale est la meilleure façon de limiter l'extension de la zone décomprimée et l'amplitude des déformations. La contrainte normale à la paroi qui en résulte confine la zone boulonnée, et confère à la roche un supplément de résistance au cisaillement, d'où la formation d'un anneau résistant qui constitue un véritable soutènement s'opposant aux poussées du terrain.

La Figure VI.11 présente les résultats de déplacements horizontaux pour chaque diamètre du boulon de renforcement.



**Figure VI.11** : Déplacement horizontal de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage

Il est très remarquable sur la figure VI.11. Que le déplacement horizontal présent une légère différence pour le cas des tunnels renforcés par boulon d’ancrage de diamètre  $\Phi 16$ ,  $\Phi 20$  et  $\Phi 25$ . Ce déplacement horizontal subit une diminution importante pour le tunnel ancré par boulon de diamètre  $\Phi 32$  (figure VI.11). Par ailleurs, le boulonnage régulier d’une surface importante empêche l’apparition de mécanismes de rupture succédant aux instabilités de surface et favorise une mobilisation optimale des capacités de résistance du massif. En effet, le taux de changement de déplacement horizontal présente une valeur importante qui est de l’ordre de 1.83% (tableau VI.6.) Taux de changement de moment fléchissant ....) traduisant la stabilité du sol autour du soutènement provisoire.

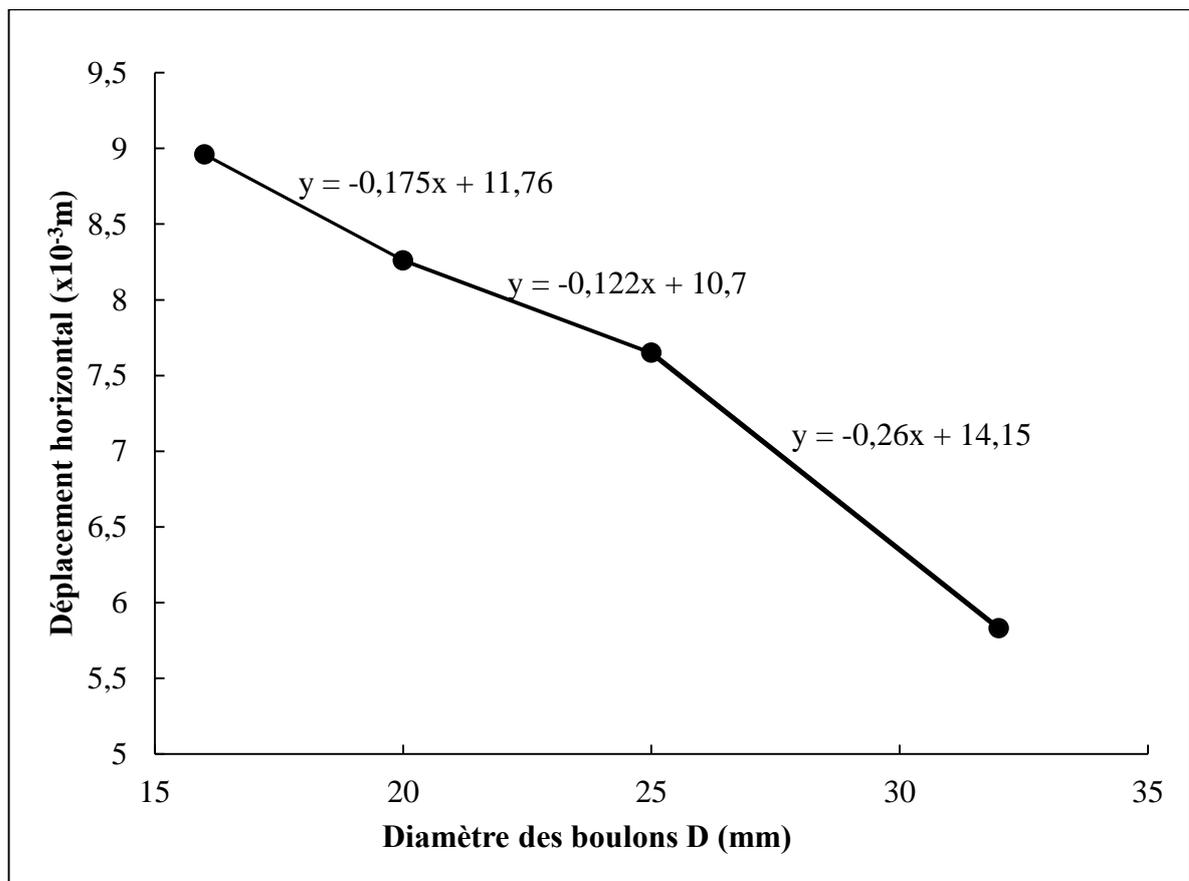


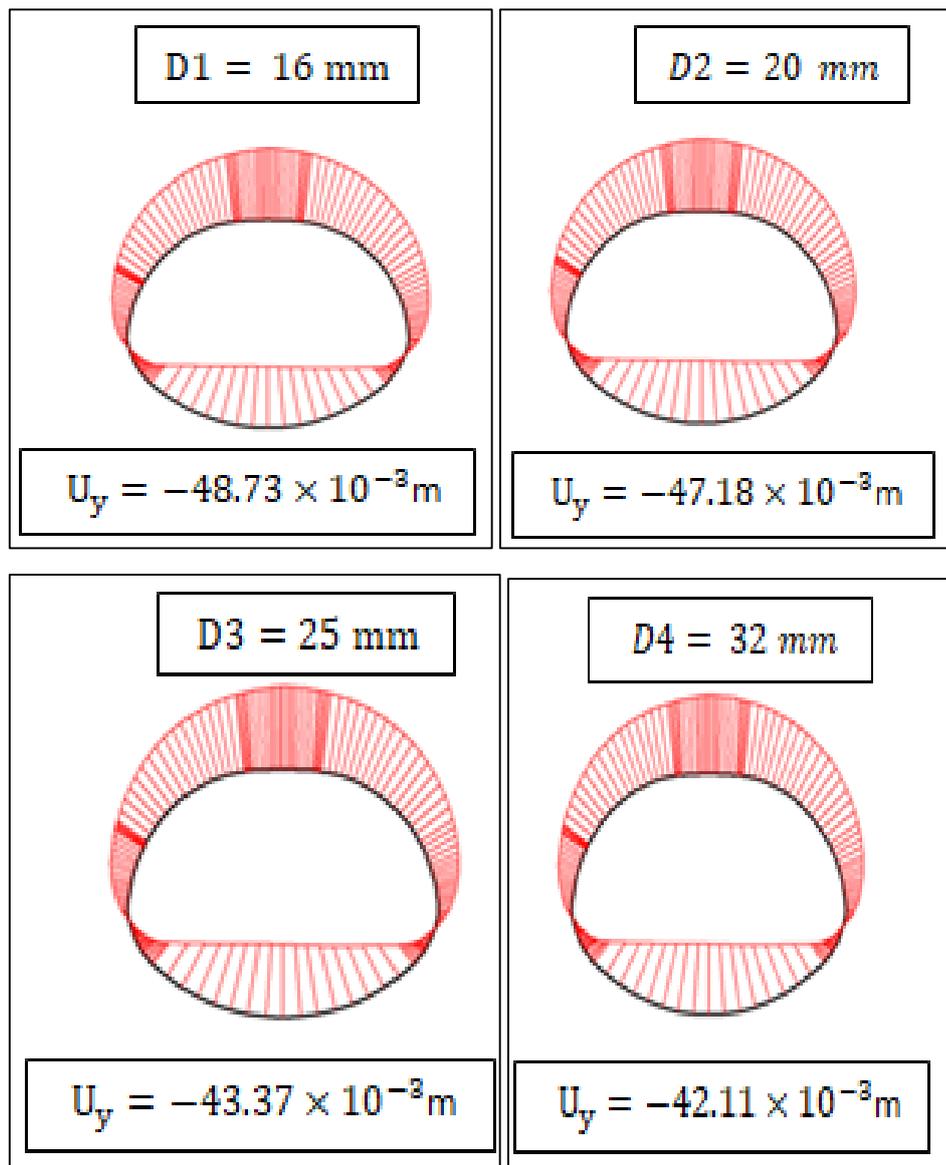
Figure. VI.12 : Déplacement horizontal en fonction de diamètre des boulons d’ancrage.

Tableau. VI.6. Taux de changement de déplacement horizontal.

Diamètre du boulon (mm)	16	20	25	32
B/A(%)	-	-1.48	-1.14	-1.83

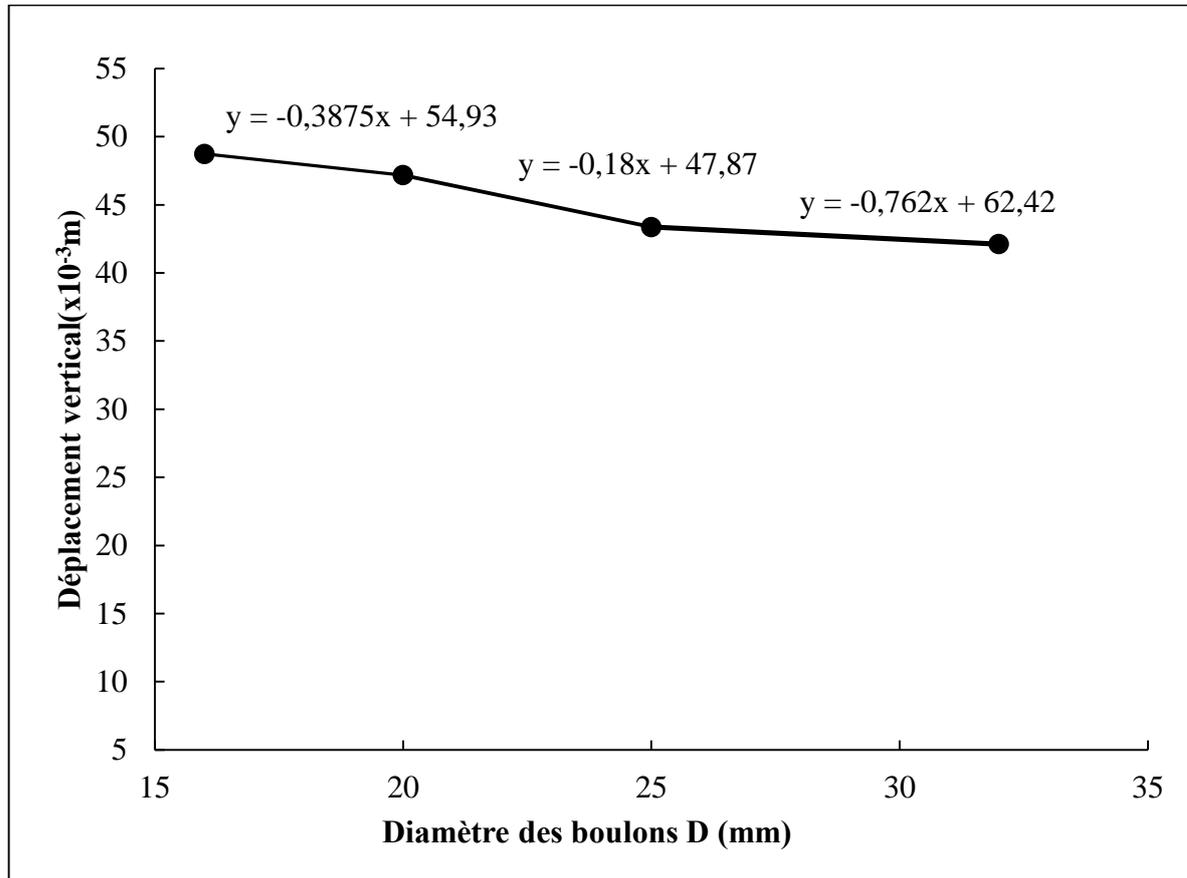
- **Déplacement vertical**

Le creusement de tunnel est effectué sur une profondeur d'environ 50 m. Cette profondeur n'empêche pas l'apparition de mécanismes de rupture succédant aux instabilités de surface au-dessus de tunnel. En effet, le déplacement vertical du sol entourant la calotte et stross est entre 42mm et 49 mm pour tous les cas des tunnels ancrés (16Φ, 20Φ, 25Φ, 32Φ) (Figure VI.13. Taux de changement de déplacement horizontal). Ce déplacement entraîne par la suite des tassements de surface libre qui peuvent affecter la stabilité des constructions voisines (bâtiments et ouvrages d'art).



**Figure VI.13 :** Déplacement vertical de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage

La pente de la droite de régression linéaire entre le tunnel du boulon  $\Phi 16$  et boulon  $\Phi 20$  (Figure VI.14) présente un taux de changement de déplacement vertical d'environ 0.7% (Tableau VI.7.). Ce taux subit une augmentation remarquable pour le tunnel à ancrage  $\Phi 25$  avec un déplacement vertical de l'ordre de 43.37mm. Par la suite, l'augmentation de diamètre des boulons d'ancrage ( $\Phi 32$ ) provoque également une diminution de déplacement verticale avec un taux de changement d'environ 0.37%.



**Figure. VI.14 :** Déplacement vertical de la calotte en fonction des types de soutènement.

**Tableau. VI.7.** Taux de changement de déplacement vertical

Diamètre du boulon (mm)	16	20	25	32
B/A(%)	-	-0.7	-1.22	-0.37

### VI.6.1.2. Creusement en demi-section et en section divisée :

Les résultats de creusement en demi-section et en section divisée présentent presque le même comportement avec le mode de creusement en section totale avec une légère diminution des sollicitations (Moment fléchissant, effort tranchant et déplacement) dues au mouvement du terrain

Les résultats des différentes sollicitations sont présentés à l'annexe A

### VI.6.2. Effet du mode de creusement sur la stabilité du sol entourant le tunnel :

Dans un massif initialement stable, le creusement d'un tunnel provoque des sollicitations qui résultent de l'annulation de la contrainte de confinement en paroi. Les déformations induites en galerie peuvent conduire à des pertes de volume et des mouvements nuisibles aux ouvrages à proximité. Le noyau d'avancement est la zone essentielle des perturbations : on observe au front un mouvement d'extrusion dans la direction longitudinale, et sur le profil théorique de l'excavation, un phénomène de convergence de la paroi qui débute à l'avant du front par un pré convergence.

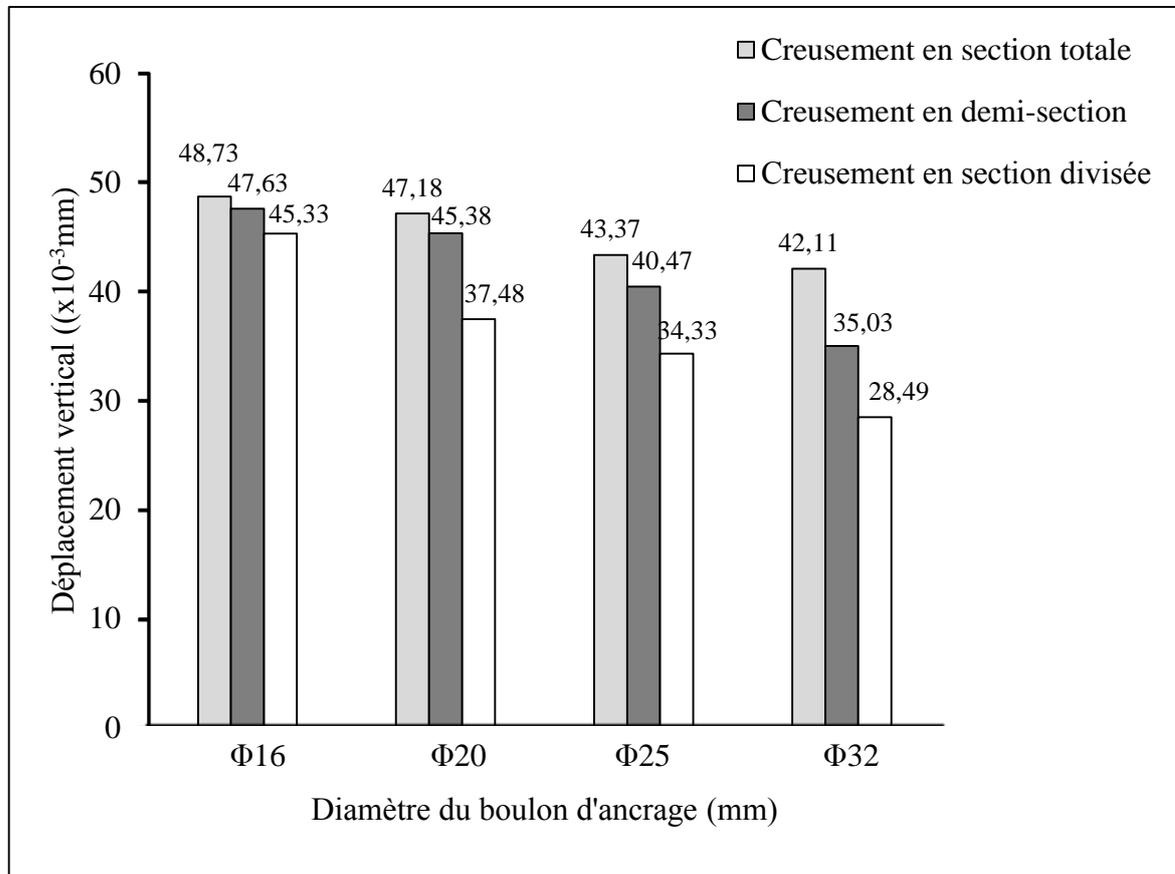
La méthode de creusement et le soutènement associé doivent maîtriser le phénomène de plastification des terrains dû à la décompression qui peut se produire en paroi du front, se propager à l'arrière au cours du creusement et compromettre l'équilibre final de la galerie.

Après avoir modélisé les deux tubes de tunnel en utilisant logiciel Plaxis, les différentes sollicitations dues à l'excavation au moment de la mise en place de soutènement sont déduites. Ces sollicitations peuvent se varier selon les méthodes de creusement utilisées, la nature du sol entourant les deux tubes.

- **Déplacement vertical**

En remarque que le déplacement vertical dans le cas d'un creusement effectué par la méthode de creusement en section divisée est moins important que le déplacement vertical du celui obtenu par la méthode de creusement en section totale et en demi-section (Figure VI.15 ). Cette différence est due essentiellement à l'augmentation de nombre des galeries ouvertes dans le front de taille de tunnel. Le creusement avec un nombre important des galeries provoque un mouvement de terrain qui peut se durer un court temps à cause de la mise en place aussi rapide que possible de soutènement, par contre l'excavation de toute la section de tunnel (calotte, stross et contre voute) entraîne une décompression importante du terrain autour de soutènement

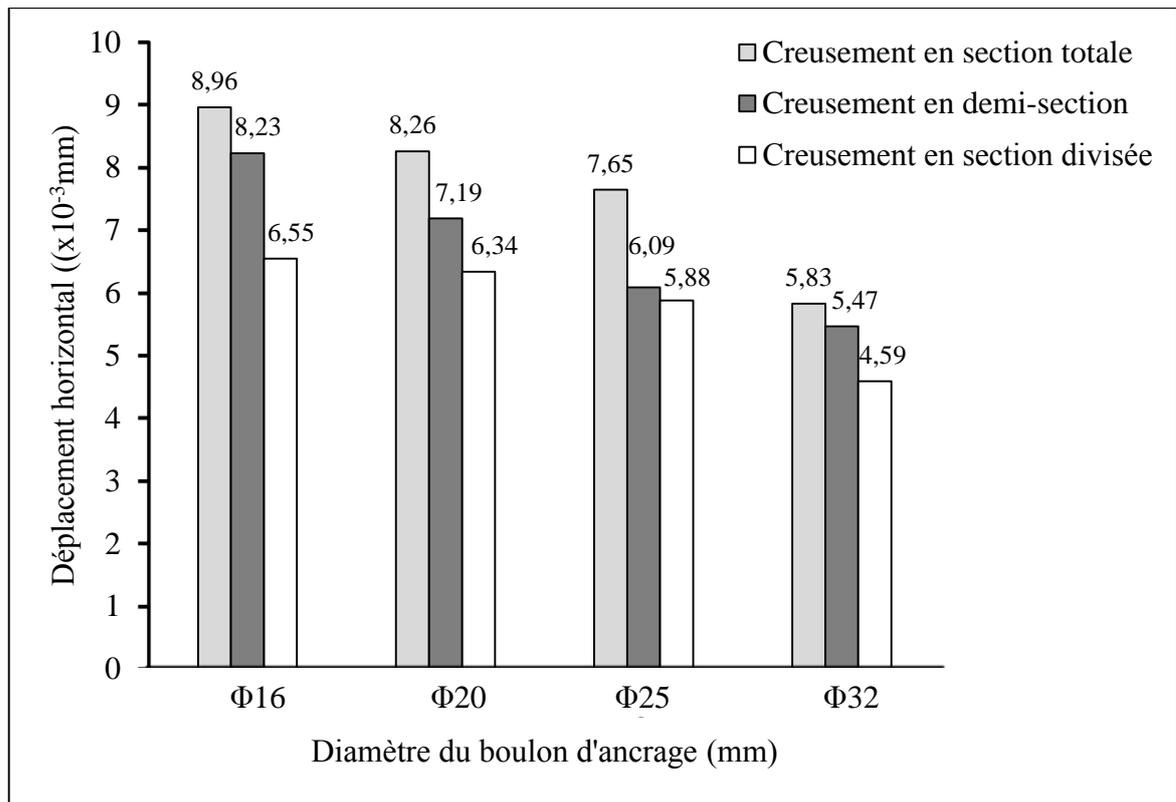
provisoire, qui provoque par la suite des déplacements importants au niveau de clés de voute et aux pieds droits seront. Donc, le creusement en section divisée offre un front de taille assez stable que la méthode de creusement en demi-section et par conséquent, le soutènement provisoire devient plus stable



**Figure. VI.15.** Histogramme de déplacement vertical de tunnel en fonction de mode de creusement

- **Déplacement horizontal**

La figure VI.15 présente l'histogramme de déplacement horizontal de soutènement provisoire des deux tubes de tunnel en fonction de mode de creusement et. Il est bien remarqué sur cet histogramme que le déplacement dû à l'excavation de la section totale présente la valeur la plus importante. En effet, le déplacement horizontal pour le tunnel creusé en section divisée, et ancré par boulonnes de diamètre Φ32 est de l'environ de 4.6 mm, ce déplacement traduisant la stabilité de soutènement provisoire de tunnel ainsi que la stabilité du terrain autour de tunnel.



**Figure. VI. 16.** Histogramme de déplacement horizontal de tunnel en fonction de mode de creusement

### VI.7. Conclusion :

Une modélisation numérique par logiciel Plaxis des deux tubes de tunnel a été effectuée dans ce chapitre, avec la prise en compte de mode de creusement (creusement en section totale, creusement en demi-section et creusement en section divisée), ainsi que le diamètre des boulons d'ancrage (Φ16, Φ20, Φ25, Φ32). Le tunnel creusé avec la méthode de creusement en section divisée et ancré par boulonnage de diamètre Φ32 présente des sollicitations et des déplacements moins importants par rapport aux autres variantes. Ce résultat traduisant l'effet important de la présence des boulons d'ancrage latéraux aux parois de tunnel.

## Conclusion générale :

Notre étude qui a été consacrée sur l'étude de tunnel El Kentour (T4) qui rentre dans le programme de la réalisation du projet de l'AutoRoute Est-Ouest.

Durant l'élaboration de toutes les phases de ce travail, il nous a permis de connaître les différentes méthodes de creusement et de soutènement, saisir l'importance des études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques dans le choix de la méthode d'excavation, du soutènement ainsi que dans le choix du tracé du tunnel prendre connaissance des différentes méthodes de détermination des charges agissantes sur le tunnel.

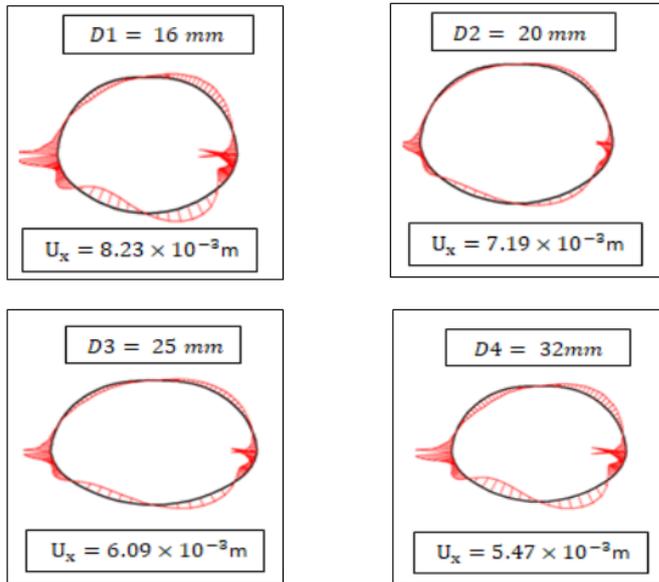
Pour une bonne stabilité nous avons proposé trois méthodes de creusement et modélisé quatre variantes différentes de soutènement provisoire, dont les boulons de renforcement sont le paramètre principal qui a été changé. Le soutènement des tunnels par boulonnage est une méthode largement employée. Le contact entre le terrain et le boulon peut prendre diverses formes (ancrage ponctuel, scellement réparti, friction). Le rôle de ce système d'armature est de s'opposer à l'écrasement du terrain vers l'intérieur de la cavité lors du déconfinement du massif qui se produit sous l'effet du creusement. Le tunnel creusé avec la méthode de creusement en section divisée et ancré par boulonnage de grand diamètre présente des sollicitations et des déplacements moins importants par rapport aux autres variantes. Donc l'importance de boulonnage et méthode de creusement sur la stabilité du tunnel.

## **Référence bibliographiques**

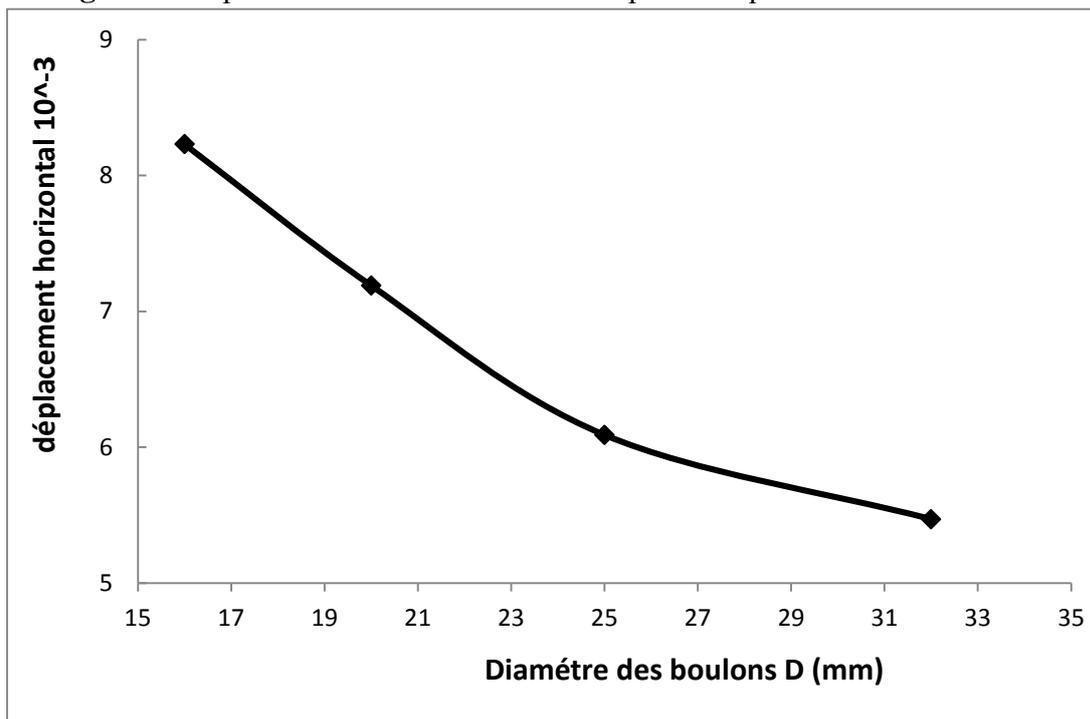
- [1] **AMARA, IDIR (2011)**. Etude de comportement d'un tronçon d'un tunnel d Ait Yahia Moussa. Mémoire de magistère université de TIZI ouzo.
- [2] **CETU. (2011)**. Guide de l'inspection du génie civil. Des tunnels routiers du des ordres à l'analyse. De l'analyse à la cotation du des ordres. France.
- [3] **BENAMARI, I. (1996)**. Etude des effets différés dans les tunnels profonds. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [4] **A. ABDERAHMANE, A BENSALAH. (2016)**. Influence du creusement d'un tunnel sur le comportement du sol sous les fondations d'une construction en surface.
- [5] **CETU.1998**. Docier pilote des tunnels section T introduction .Ministère de l'équipement, des transports direction des routes. France.
- [6] Prise en compte du mode de pressurisation du front et de la géologie dans l'étude de impact du creusement de tunnels. Thèse doctorat. L'institut national de sciences appliquées de Lion.
- [7] **A. BOUROUIS, D. BOUCENNA (2015)**. Etude de stabilité d'un tronçon de tunnel de SIS A TEXANNA. Modélisation du mode de creusement. Université de Jijel.
- [8] **A. BERABEZ, H BOURABE. (2014)**. Dimensionnement d'un tunnel routier cas du tunnel Sidi-Aich.
- [9] **A. HAMOUDI, Y. MESSANI (2017)**. soutènement par nouvelle méthode autrichienne. Mini projet. Université de TIZI OUZOU.
- [10] **I. DETGHOUM, Y. GUERROUI (2016)**. Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique, et numérique, Mémoire Master. Université de Guelma.
- [11] **DJELLOUL CHAFIA. (2011)**. Etude numérique de l'interaction entre deux tunnels circulaire en zone urbaine. Mémoire de Magister. Université de Batna.

## Creusement en demi-section

### A) Déplacement horizontal :



**Figure 1:** Déplacement horizontal de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage



**Figure 2:** Déplacement horizontal en fonction de diamètre des boulons d'ancrage

## B) Déplacement verticale :

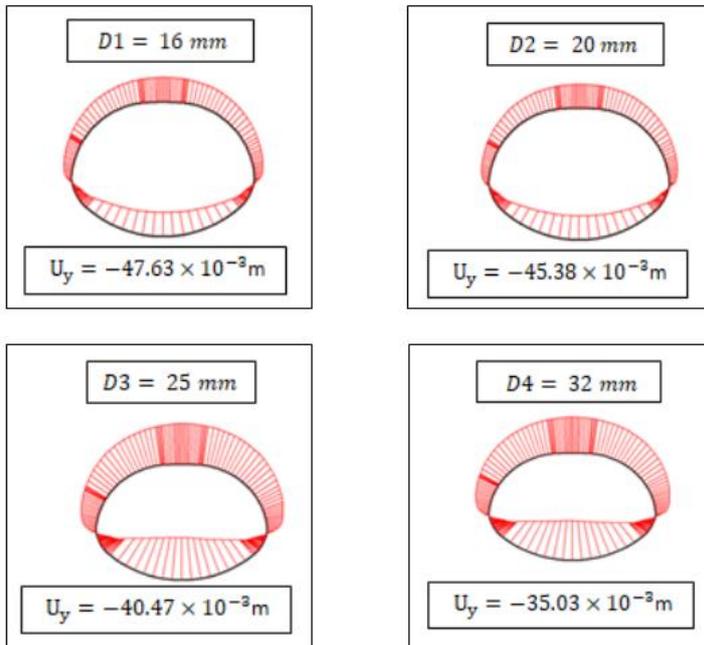


Figure VI.13 : Déplacement vertical de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage

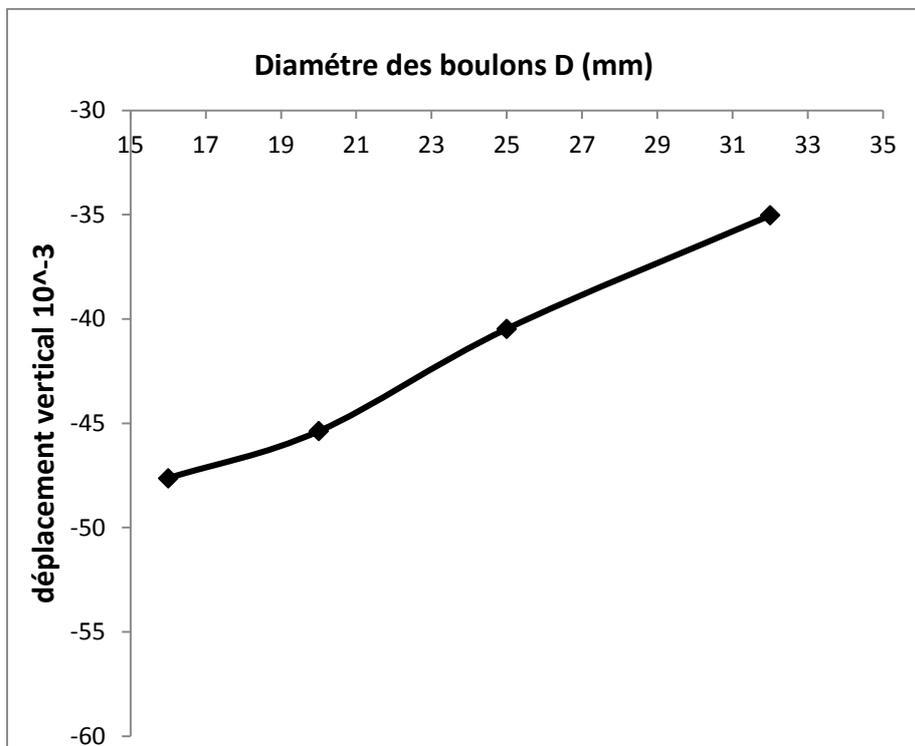
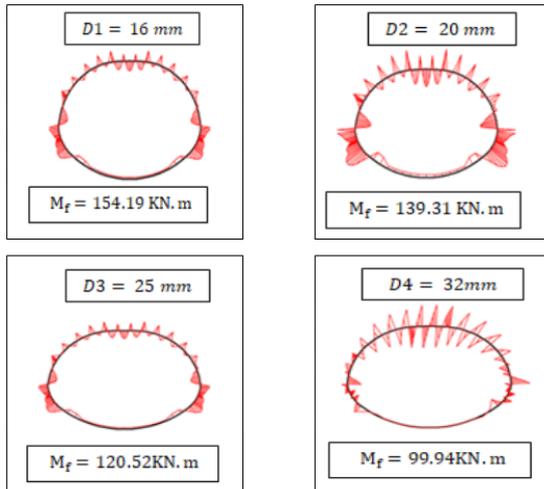
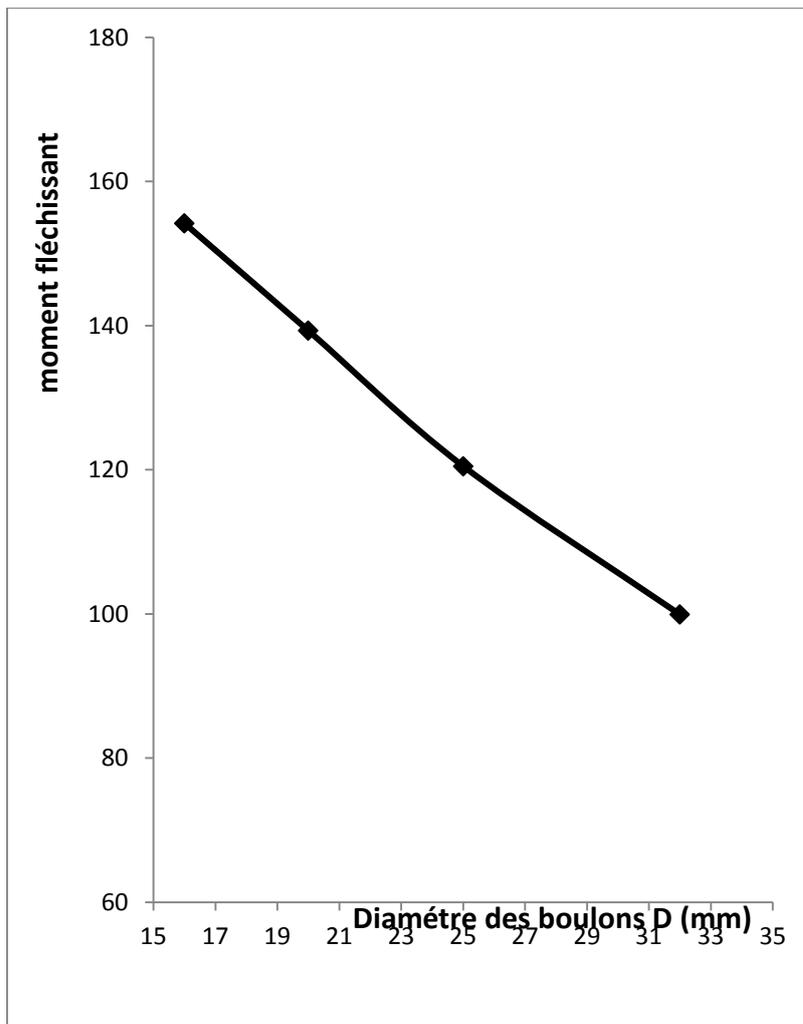


Figure 3 : Déplacement vertical de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage

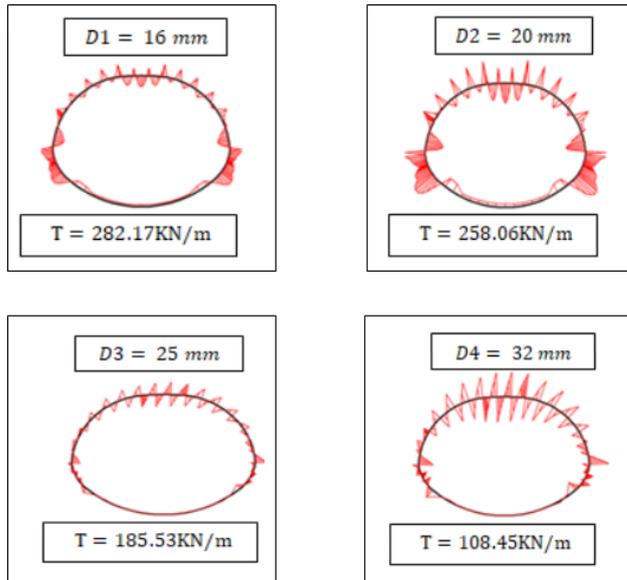
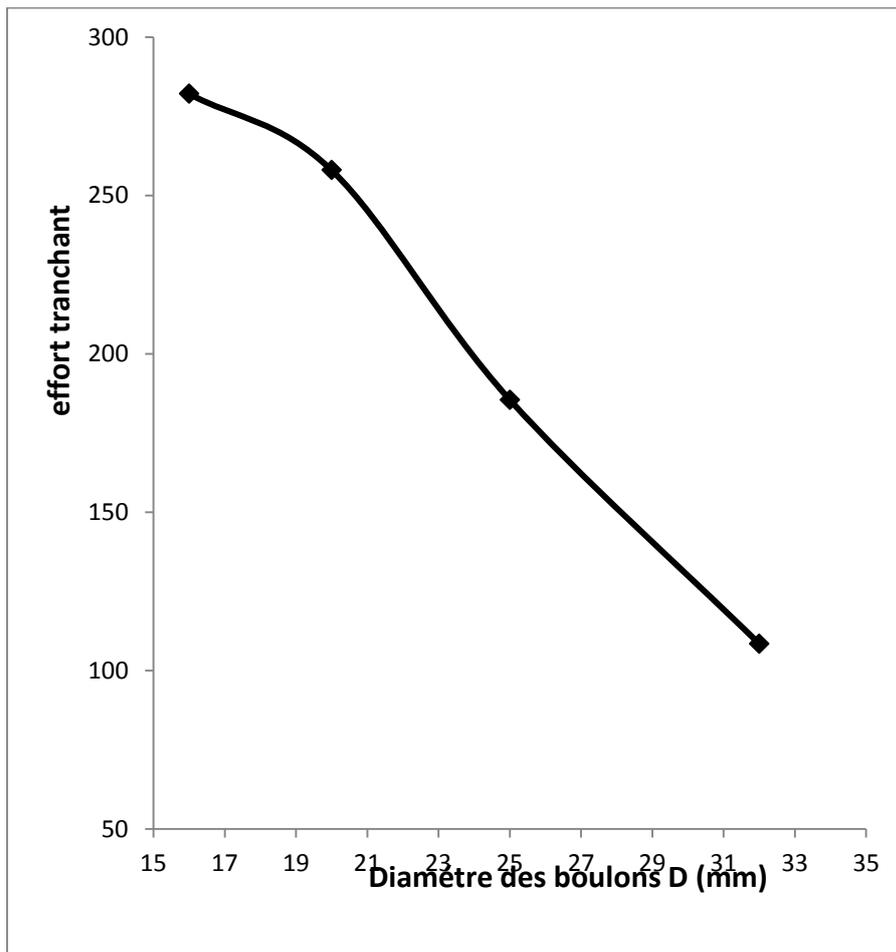
### C) Moment fléchissant



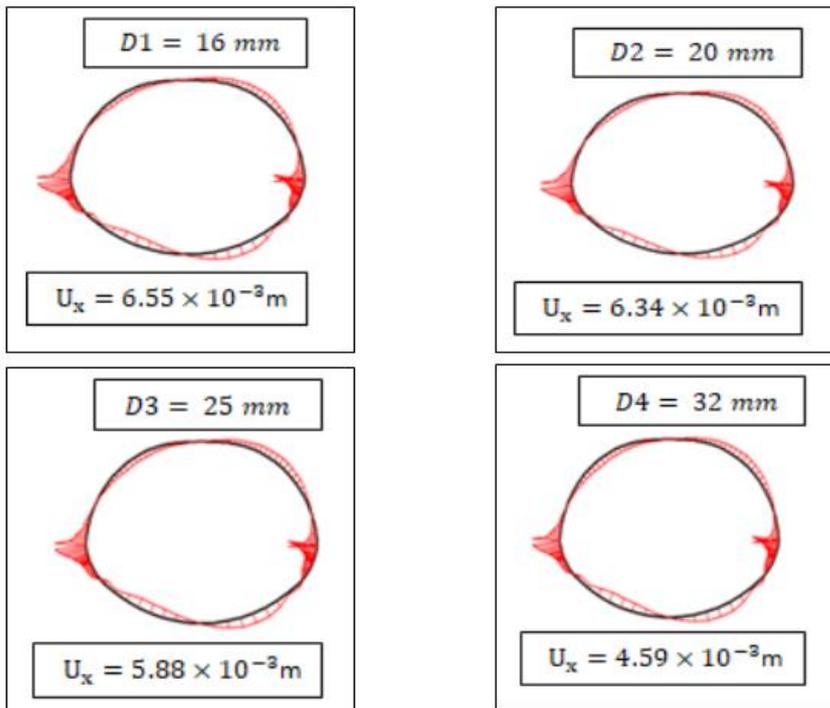
**Figure 4 :** Moment fléchissant de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage



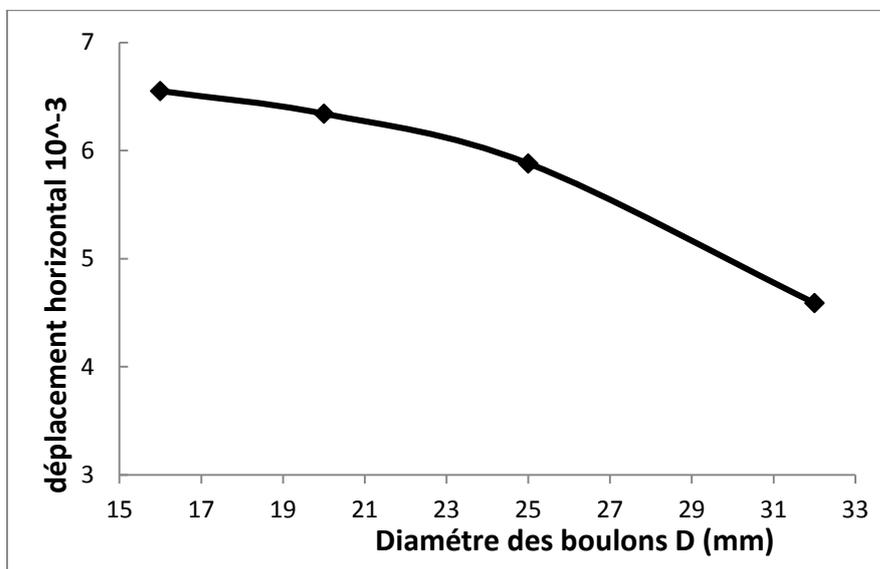
**Figure 5 :** Moment fléchissant de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage

**D) Effort tranchant****Figure 6 :** Effort tranchant de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage**Figure 7 :** Effort tranchant de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage

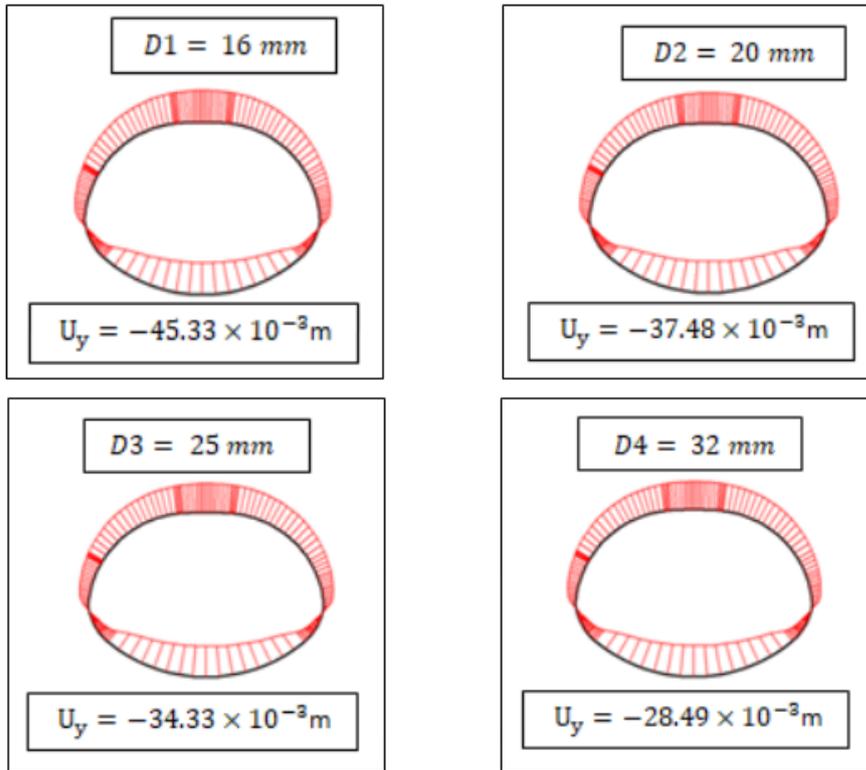
### Creusement en section divisée



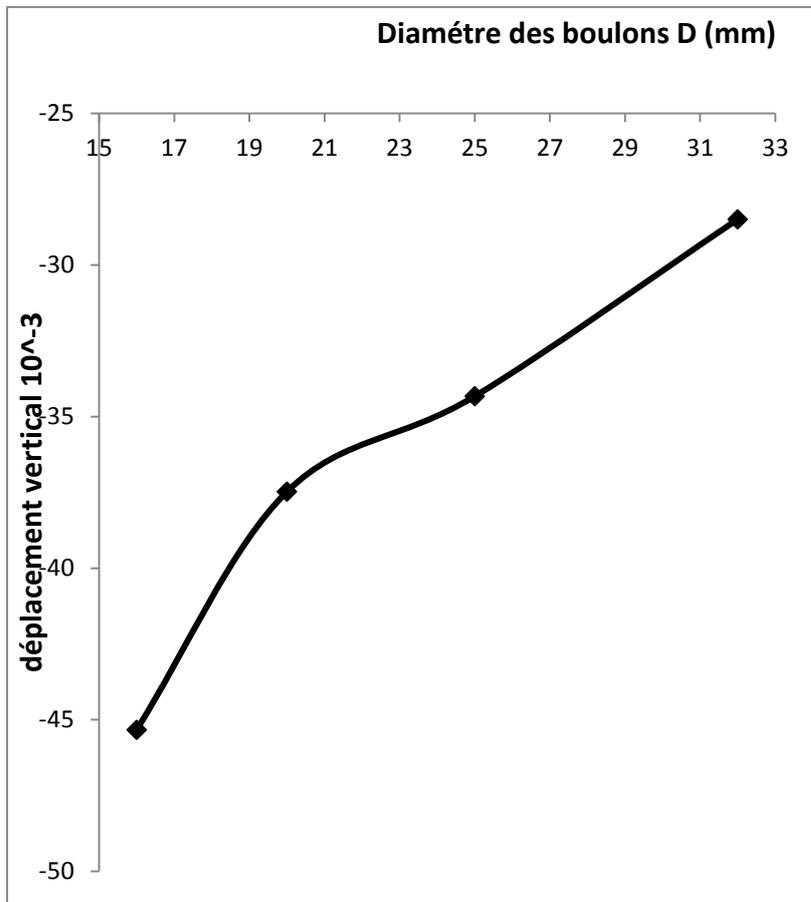
**Figure 8 :** Déplacement horizontal de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage



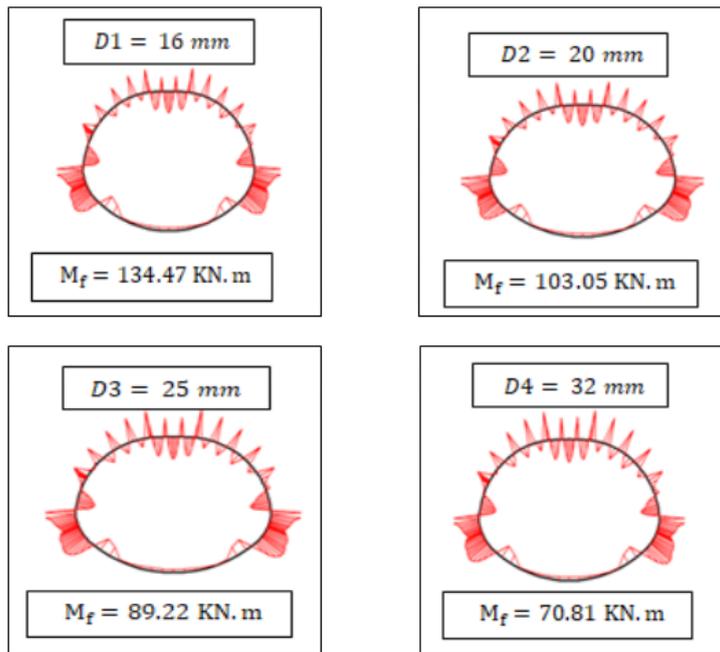
**Figure 9 :** Déplacement horizontal de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage



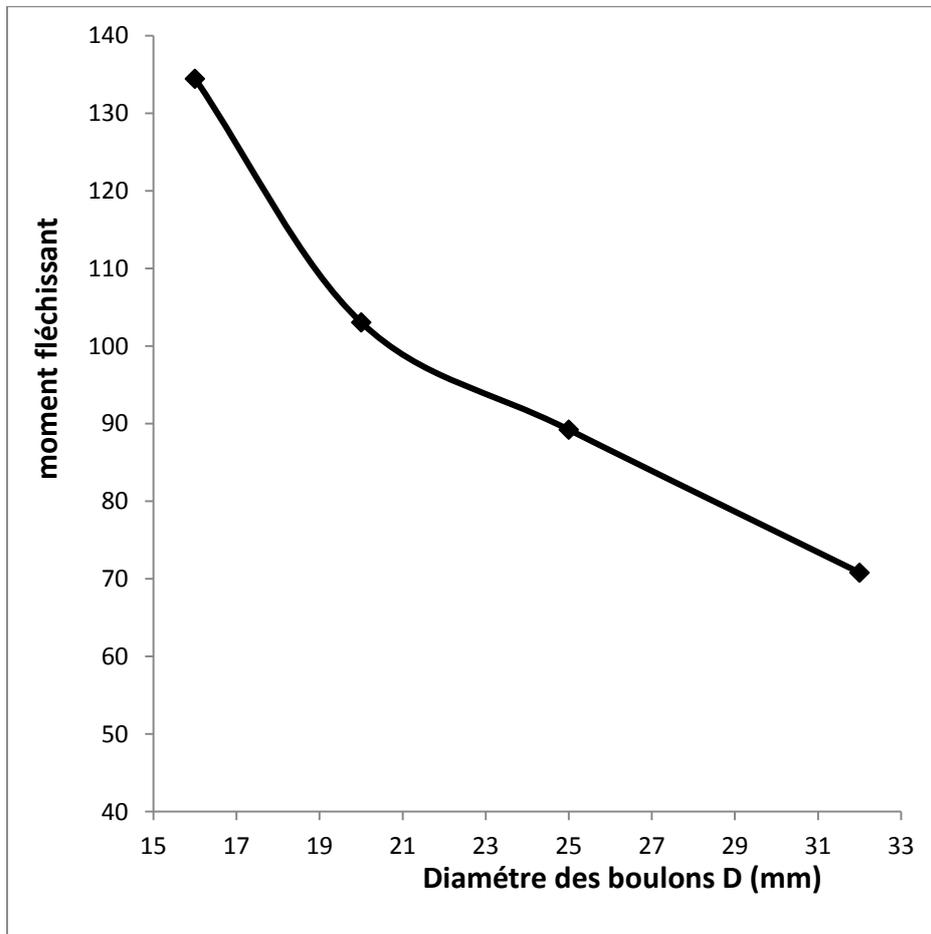
**Figure 10 :** Déplacement vertical de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage



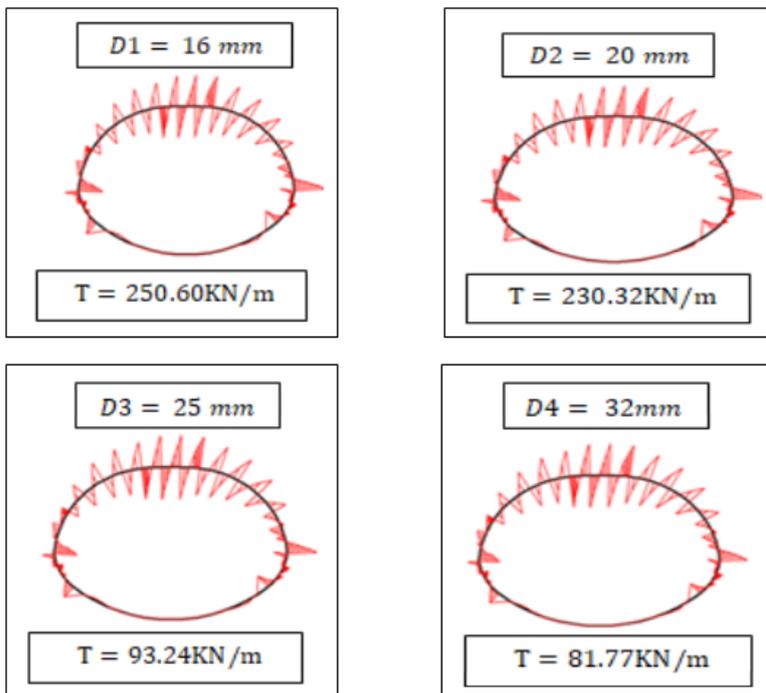
**Figure 11 :** Déplacement vertical de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage



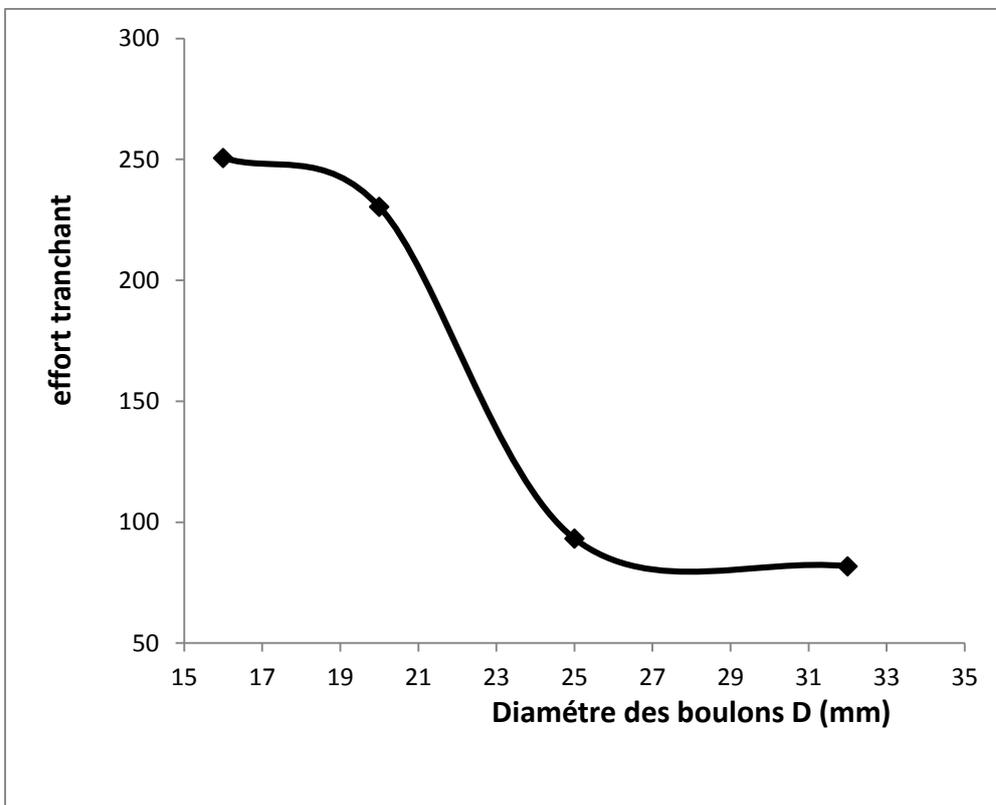
**Figure 12:** Moment fléchissant de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage



**Figure 12 :** Moment fléchissant de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage



**Figure 13 :** Effort tranchant de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage



**Figure 14 :** Effort tranchant de tunnel pour chaque diamètre de boulon d'ancrage

# CHAPITRE I



# CHAPITRE II



# CHAPITRE III



# CHAPITRE IV



# CHAPITRE V



# CHAPITRE VI



## Résumé :

Le renforcement des tunnels par boulonnage est une technique récente de pré confinement visant d'une part à préserver la stabilité de l'excavation et d'autre part à contrôler les déformations et les tassements induits par le creusement terrain.

Les résultats sont présentés en termes des déplacements, moment fléchissant et les efforts tranchants prisent en compte les méthodes de creusement. Ces résultats permettant de conclure sur la pertinence de ses méthodes pour représenter le rôle qu'ont joué les boulons dans le comportement du tunnel.

**Mots clés :** Tunnel, stabilité, boulonnage, creusement, renforcement, modélisation numérique

## Summary:

The reinforcement of tunnels by bolting is a recent technique of pre-containment aimed on the one hand to preserve the stability of the excavation and on the other hand to control the deformations and settlements induced by the excavation .

The results are presented in terms of displacements, bending moment and shear forces taking into account the digging methods.

These results allow us to conclude on the relevance of his methods to represent the role that the bolts played in the behavior of the tunnel.

**Keywords:** Tunnel, bolting, digging, reinforcement, numerical modeling .

## ملخص

تقوية الأنفاق بالمسامير هي تقنية حديثة للاحتواء المسبق تهدف من ناحية إلى الحفاظ على ثبات الحفر ومن ناحية أخرى للتحكم في التشوهات والتسويات الناجمة عن الحفريات.

يتم عرض النتائج من حيث عمليات النزوح ولحظة الانحناء وقوى القص مع مراعاة طرق الحفر.

نتيح لنا هذه النتائج أن نستنتج أهمية أساليبه في تمثيل الدور الذي لعبته البراغي في سلوك النفق.

**الكلمات المفتاحية:** النفق، التثبيت ، الحفر ، النمذجة العددية للتعزيزات