

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ ABOU-BEKR BELKAID – TLEMCCEN



Faculté de Technologie  
*Département de Génie Civil*  
**Master en Travaux Publics**  
Spécialité :  
**Voies et ouvrages d'art**

## Thème

# EFFET DU SOUTÈNEMENT SUR LA STABILITÉ DES OUVRAGES SOUTERRAINS

Présenté par :

**M. FATMI Mohammed Abdessamed**

**M. SETTAOUI Mehdi Iheb**

Soutenu en Septembre 2020 devant le Jury composé de :

---

Président	Mr ABOUBEKR N.	Professeur	(Université Tlemccen)
Encadrant	M. ALLAL M. A.	Professeur	(Université Tlemccen)
Encadrant	M <sup>ME</sup> EL HOUARI N.	Maitre de Conférences	(Université Tlemccen)
Examinatrice	M <sup>me</sup> BENAHCILIF S.	Maitre de Conférences	(Université Tlemccen)

**«La science ne s'acquiert que par le travail et l'assiduité : on ne polit pas les diamants en les frottant avec du coton»**

**Proverbe Persan**

# DÉDICACE

Je dédie ce mémoire, le fruit de notre travail durant toutes les années de mes études à :  
Mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et  
leurs prières tout au long de mes études,

À mes chères sœurs Zineb, Douaa et Meriem pour leurs encouragements permanents, et  
leur soutien moral,

À mon cher frère Ilyes, pour son appui et son encouragement,

À toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

À mon cher ami Hamada.

À toute la promotion de TP (VOA)

À tous ceux qui me sont chers

À tous ceux qui m'aiment.

À tous ceux que j'aime

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre  
soutien infaillible

Merci d'être toujours là pour moi.

**Fatmi M.**

---

Tout d'abord, je tiens à remercier DIEU le tout puissant qui m'a donné la santé, le courage  
et la force pour arriver à ce jour.....

Ce présent travail est dédié à mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé  
avec leurs présences. Merci de m'avoir permis de devenir ce que je suis.

À toute ma famille

À toute la promotion de TP (VOA)

À tous ceux qui me sont chers

À tous ceux qui m'aiment.

À tous ceux que j'aime

**Settaoui M.**

# REMERCIEMENTS

En tout premier lieu, nous remercions le bon Dieu, tout puissant, de nous avoir donné la force pour survivre, ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés.

En guise de reconnaissance, on tient à témoigner nos sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Nos sincères gratitude à M<sup>r</sup>. ALLAL M. A. Professeur à l'université de Tlemcen pour la qualité de son encadrement, ses conseils et son intérêt incontestable qu'il porte à tous les étudiants.

Notre gratitude s'adresse à Mme EL HOUARI N. Maitre de conférences à l'université de Tlemcen qui fut la première à nous faire découvrir le sujet qui a guidé notre mémoire pour son encadrement, son orientation et ses conseils pleins de sens et pour l'intérêt qu'elle a portait à nos travaux. On la remercie spécialement car sans elle, on n'aurait jamais fini ce travail, permettez-nous de vous exprimer notre admiration pour vos qualités humaines et professionnelles. Veuillez trouver ici l'expression de notre estime et notre considération.

Nous exprimons notre profonde gratitude à M<sup>r</sup> ABOUBEKR N. Professeur à l'université de Tlemcen pour avoir bien voulu accepter de présider le jury de ce mémoire.

Nous remercions chaleureusement M<sup>me</sup> BENAHCILIF S. Maitre de conférences à l'université de Tlemcen qui a aimablement accepté d'examiner ce travail.

Dans l'impossibilité de citer tous les noms, nos sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire

Enfin, on n'oserait oublier de remercier tout le corps professoral du département du génie civil, pour le travail énorme qu'il effectue pour nous créer les conditions les plus favorables pour le déroulement de nos études.

Merci à tous

**FATMI M. A.**

**SETTAOUI M. I.**

## ملخص

تم إجراء دراسة عددية ثنائية الأبعاد لتأثير الدعم على ثبات الهياكل تحت الأرض في هذا البحث. ركزت تحليلاتنا بشكل أساسي على الأنفاق بالنظر إلى الصعوبات المنسوبة إلى هذا النوع من الأبنية مقارنة بالأخرى. من أجل تحليل هذا التأثير بشكل صحيح، تم تعديل نوعين من خصائص الدعم؛ نحن نتحدث عن السمك (d) ومعامل المرونة (E). ركزت الدراسة على تحليل الانزداخ السطحي والإزاحة العمودية في اعلى النفق (على مستوى الدعم). تم تحليل عزم القوة عند مستوى الدعم ايضا. تم اعتماد نوعين مختلفين من التربة، الأولى هي تربة غير متجانسة والأخرى متجانسة. أظهرت نتائج هذا العمل تأثير خصائص الدعم على سلوك التربة على السطح وعلى مستوى سطح الدعم. كما لوحظ أن هذا التأثير لم يعد مهمًا بعد مسافة قطرين. أظهرت النتائج أن زيادة هذين المعيارين يقلل التشوهات الناتجة وهذا ينطبق على كلا النوعين من التربة. ومع ذلك، في التربة غير المتجانسة، تكون التشوهات أكبر.

### الكلمات المفتاحية :

النفق، ، الدعم ، الإزاحة العمودية، العزم ، معامل المرونة ، سماكة الدعم

# RÉSUMÉ

Une étude numérique 2D de l'influence du soutènement sur la stabilité des ouvrages souterrains a été effectuée dans ce travail de mémoire. Nos analyses se sont surtout focalisées sur les tunnels vus les difficultés attribuées à ce type de construction comparé aux autres. Dans le but d'analyser correctement cet effet, deux caractéristiques du soutènement ont été modifiées ; on parle de l'épaisseur ( $d$ ) et du module d'élasticité ( $E$ ). L'étude a porté sur l'analyse des tassements en surface et les déplacements au niveau de la clé de voute (au niveau du soutènement). Les moments fléchissant au niveau du soutènement ont été analysés en parallèle. Deux différentes natures de sol ont été adoptées, le premier est un sol hétérogène et l'autre homogène. Les résultats de ce travail ont montré l'influence des caractéristiques du soutènement sur le comportement du sol en surface et en clé de voute. Il a aussi été aperçu que cet effet n'est plus significatif après une distance de  $2D$ . Les résultats trouvés ont montré que l'augmentation de ces deux paramètres de soutènement fait réduire les déformations résultantes et ceci est valable pour les deux natures de sol. Néanmoins, dans les sols hétérogènes, les déformations sont plus importantes.

## **Mots clés :**

Tunnel, Soutènement, Déplacements verticaux, Moment fléchissant, Module d'élasticité, Épaisseur du soutènement.

# ABSTRACT

A 2D numerical study of the influence of the lining on the stability of underground structures was carried out in this thesis work. Our analyzes mainly focused on tunnels given the difficulties attributed to this type of construction compared to others. In order to correctly analyze this effect, two characteristics of the lining have been modified; we are talking about thickness ( $d$ ) and modulus of elasticity ( $E$ ). The study focused on the analysis of surface settlements and displacements at the key of tunnel (at the level of the lining). The bending moments at the lining level were analyzed in parallel. Two different types of soil have been adopted, the first being a heterogeneous soil and the other homogeneous. The results of this work showed the influence of the lining characteristics on the behavior of the soil on the surface and at the key. It was also noticed that this effect is not significant after a distance of  $2D$ . The results found showed that increasing these two lining parameters reduces the resulting deformations and this is valid for both types of soil. However, in heterogeneous soils, the deformations are greater.

**Key words :**

Tunnel, Support, Vertical displacements, Bending moment, Modulus of elasticity, Support thickness.

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre 1

<b>Figure 1.1</b> Profil en long du tunnel sous la Manche (PRE, 2020).....	5
<b>Figure 1.2</b> Exemple d'une tranchée ouverte dans un terrain urbain soutenue par des parois moulées et ancrages précontraints. (Lahmadi, 2006) cité par Benhammou & Zirar en 2019.....	8
<b>Figure 1.3</b> Schéma d'exécution d'une paroi moulée.....	10
<b>Figure 1.4</b> Creusement en pleine section (tunnel de Tartaille). (CETU, 1998).....	11
<b>Figure 1.5</b> Creusement en demi-section. (CETU, 1998).....	12
<b>Figure 1.6</b> a. Creusement avec cloison centrale, b. Creusement avec galeries aux naissances (CETU, 1998).....	13
<b>Figure 1.7</b> Schéma du Cycle du creusement à l'explosif.....	14
<b>Figure 1.8</b> Les étapes du creusement avec NMA.....	16
<b>Figure 1.9</b> Les fonctions d'un bouclier (CETU, 1998).....	17
<b>Figure 1.10</b> Effondrement de la route nationale au-dessus de station de métro de Daikai endommagée par un tremblement de terre (Japon, 1995), (Yoshida et al., 1996) cité par (Jamal, 2018).....	19
<b>Figure 1.11</b> Tunnel de A38 Saltash (R.U, 1997), fissurations sur les parois (Sauer, 2004) cité par (Jamal, 2018).....	20
<b>Figure 1.12</b> Inondation du tunnel de Wushantou, Japon 1992, (Wanget et al., 2002) cité par (Jamal, 2018).....	20
<b>Figure 1.13</b> Rupture de soutènement du tunnel routier de Tymfristos à cause d'une forte convergence (Tymfristos, 2003) cité par (Jamal, 2018).....	21
<b>Figure 1.14</b> Les trois composantes de la déformation dans le massif provoquée par le creusement d'un tunnel (Lunardi .P et Bindi .R., 2004) cité par (Janin, 2012).....	22
<b>Figure 1.15</b> Courbe de Gauss représentant la cuvette de tassement (Peck, 1969) Cité par (Boubou, 2010).....	23
<b>Figure 1.16</b> Évolution des déplacements horizontaux dans une section longitudinale, métro de Lyon (Chapeau, 1991) cité par (Boubou, 2010).....	24
<b>Figure 1.17</b> Évolution des déplacements horizontaux dans une section longitudinale, la ligne B du métro de Toulouse (mesure sur le tube I3), (Vanoudheusden, 2006) cité par (Boubou, 2010).....	25
<b>Figure 1.18</b> Déplacements horizontaux dans une section transversale, chantier du	



métro de Lyon, (Ollier, 1997), cité par (Boubou, 2010).....	26
<b>Figure 1.19</b> Déplacements et déformations horizontaux en surface, (Lake et al, 1992) Cité par (Boubou, 2010).....	27

## Chapitre 2

<b>Figure 2.1</b> Profil de soutènement en Béton projeté (CETU, 1998a).....	33
<b>Figure 2.2</b> Pose de boulons au front de taille (Trompille, 2003).....	34
<b>Figure 2.3</b> types des cintres (CETU, 1998b) .....	35
<b>Figure 2.4</b> vue schématique de la voûte parapluie (Hoek E., 2001).....	36
<b>Figure 2.5</b> vue schématique d'un voussoir préfabriqué (CETU, 1998c).....	37
<b>Figure 2.6</b> Méthode d'exécution de la paroi moulée.....	38
<b>Figure 2.7</b> Phases de réalisation de soutènement par clouage (Recommandations Clouterre, 1991).....	39
<b>Figure 2.8</b> Principaux types d'étanchement. (CETU, 1998c).....	40
<b>Figure 2.9</b> Le concept de Terzaghi (1946) de charge de roche dans les tunnels (Goel et Singh, 2016).....	43
<b>Figure 2.10</b> principe du taux de déconfinement (Panet ,1995).....	46
<b>Figure 2.11</b> Courbes de convergence, de confinement et assemblage (Martin, 2012)...	47

## Chapitre 3

<b>Figure 3.1</b> Définition du 1er cas d'étude .....	51
<b>Figure 3.2</b> Maillage retenu .....	52
<b>Figure 3.3</b> La déformée du maillage.....	53
<b>Figure 3.4</b> Déplacement vertical en clé de voûte (d=0,35m) .....	53
<b>Figure 3.5</b> Déformée du maillage.....	54
<b>Figure 3.6</b> Déplacement verticale au niveau de la clé de voûte (d=0,5m) .....	54
<b>Figure 3.7</b> La déformée du maillage .....	55
<b>Figure 3.8</b> Déplacement vertical en la clé de voûte (d=1,5m).....	55
<b>Figure 3.9</b> Comparaison entre courbes de déplacement vertical en fonction de l'épaisseur d : tassement en surface et déplacement en clé .....	56
<b>Figure 3.10</b> Moments fléchissant au niveau du soutènement en fonction de d.....	57
<b>Figure 3.11</b> Déplacements verticaux au niveau de la clé de voûte (d=0,35m, 0,5m, 1,5m).....	57

<b>Figure 3.12</b> Déformée du maillage.....	58
<b>Figure 3.13</b> Déplacement vertical au niveau de la clé de voûte (E=20GPa).....	59
<b>Figure 3.14</b> La déformée du maillage.....	59
<b>Figure 3.15</b> Déplacement verticale au niveau de la clé de voûte (E=30GPa) .....	60
<b>Figure 3.16</b> Comparaison entre déplacements verticaux en fonction de E : Tassement en surface et Déplacement en clé.....	61
<b>Figure 3.17</b> Moments fléchissant au niveau du soutènement en fonction de E.....	61
<b>Figure 3.18</b> Déplacements verticaux au niveau de la clé de voûte (E=20, 30, 40GPa).62	
<b>Figure 3.19</b> Définition du 2ème cas d'étude.....	62
<b>Figure 3.20</b> Maillage retenu.....	63
<b>Figure 3.21</b> La déformée du maillage.....	64
<b>Figure 3.22</b> Déplacement verticale au niveau de la clé de voûte.....	64
<b>Figure 3.23</b> La déformée du maillage.....	65
<b>Figure 3.24</b> Déplacement verticale au niveau de la clé de voûte.....	65
<b>Figure 3.25</b> La déformée du maillage.....	66
<b>Figure 3.26</b> Déplacement vertical au niveau de la clé de voûte .....	66
<b>Figure 3.27</b> Comparaison entre les déplacements verticaux maximum en fonction de l'épaisseur d : Tassement en surface et déplacement en clé.....	67
<b>Figure 3.28</b> Moments fléchissant au niveau du soutènement en fonction de d.....	68
<b>Figure 3.29</b> Déplacements verticaux au niveau de la clé de voûte (d=0,35m, 0,5m, 1,5m).....	69
<b>Figure 3.30</b> La déformée du maillage.....	69
<b>Figure 3.31</b> Déplacement vertical au niveau de la clé de voûte.....	70
<b>Figure 3.32</b> La déformée du maillage.....	70
<b>Figure 3.33</b> Déplacement vertical au niveau de la clé de voûte.....	71
<b>Figure 3.34</b> Comparaison entre les déplacements verticaux en fonction de l'épaisseur E : tassement en surface et déplacement en clé de voute.....	72
<b>Figure 3.35</b> Moments fléchissant au niveau du soutènement en fonction de d.....	72
<b>Figure 3.36</b> Déplacement vertical en clé de voûte (E=20,30,40GPa).....	73

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre 1

<b>Tableau 1.1</b> Classification des ouvrages souterrains (Barton et al., 1974), d'après Bouvard et al. (1992) .....	6
---	---

## Chapitre 2

<b>Tableau 2.1</b> Classification de la roche selon la résistance à la compression. (AFTES, 1993).....	42
<b>Tableau 2.2</b> Hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel (Derghoum et Guerroui, 2016).....	43

## Chapitre 3

<b>Tableau 3.1</b> Caractéristiques du sol (Manuel Plaxis).....	51
<b>Tableau 3.2</b> Caractéristiques du revêtement.....	51
<b>Tableau 3.3</b> Déplacements verticaux en fonction de l'épaisseur d.....	55
<b>Tableau 3.4</b> Moments fléchissant en fonction de l'épaisseur du soutènement choisi..	57
<b>Tableau 3.5</b> Déplacement vertical en fonction du module d'élasticité E.....	60
<b>Tableau 3.6</b> Moments fléchissant en fonction de l'épaisseur du soutènement choisi...	61
<b>Tableau 3.7</b> Déplacement vertical en fonction de l'épaisseur d.....	67
<b>Tableau 3.8</b> Moments fléchissent en fonction de l'épaisseur d.....	68
<b>Tableau 3.9</b> Déplacement vertical en fonction du module d'élasticité E.....	71
<b>Tableau 3.10</b> Moments fléchissant en fonction du module d'élasticité E.....	73

## PRINCIPALES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

<p><b>EPB</b> : bouclier a pression de terre</p> <p><b>CCM</b> : Méthode Convergence Confinement.</p> <p><b>TBM</b> : Tunnel Boring Machine.</p> <p><b>NATM</b> : New Australian Tunneling Machine</p> <p><b>MC</b>: Mohr Coulomb.</p> <p><b>MEF</b>: Méthode des Élément Finis.</p> <p><math>\delta_{vs}</math> : tassement différentiel global</p> <p><math>\Delta_{CD}</math> : déflexion relative entre C et D <math>I_{\Delta}</math> : indice de courbure entre C et D <math>u(z)</math> : déplacement à la profondeur z</p> <p><math>\beta</math> : pente de la cuvette de tassement</p> <p><math>\epsilon_{crit}</math> : extension critique</p> <p><math>S(x)</math> : tassement vertical suivant x</p> <p><math>S_{max}</math> : tassement maximum</p> <p><math>U_y</math> : déplacement vertical</p> <p><b>U</b>: déplacement total</p> <p><b>T</b> : effort tranchant</p>	<p><b>M</b> : moment fléchissant</p> <p><b>H</b> : la profondeur de l'excavation</p> <p><math>\gamma</math> : le poids volumique.</p> <p><math>\lambda</math> : Taux de déconfinement.</p> <p><math>L_c</math> : Largeur de cuvette de tassement.</p> <p><math>V_L</math> : Volume perdu.</p> <p><b>D</b> : diamètre du tunnel.</p> <p><b>i</b> : abscisse du point à partir de l'axe de symétrie vertical de tunnel.</p>
---	---

# TABLE DES MATIÈRES

ملخص .....	V
ABSTRACT .....	VI
RÉSUMÉ.....	VII
LISTE DES FIGURES .....	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XI
PRINCIPALES NOTATIONS ET ABBREVIATIONS.....	XII
TABLE DES MATIERES.....	XIII
INTRODUCTION GÉNÉRALE .....	1
<b>CHAPITRE 1. GÉNÉRALITÉS SUR LES OUVRAGES SOUTERRAINS</b>	
<b>1.1 INTRODUCTION .....</b>	<b>4</b>
<b>1.2 CLASSIFICATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS .....</b>	<b>5</b>
<b>1.3 METHODES DE CONSTRUCTION DES TUNNELS .....</b>	<b>6</b>
1.3.1 Méthodes de construction à ciel ouvert.....	7
1.3.2 Méthodes de construction en souterrain .....	10
<b>1.4 PRINCIPAUX PHÉNOMÈNES D’INSTABILITÉ DES SOLS.....</b>	<b>18</b>
1.4.1 L’effondrement.....	19
1.4.2 Les désordres locaux.....	19
1.4.3 Les Inondations .....	20
1.4.4 Les fortes déformations(convergence extrême).....	20
1.4.5 Les tassements en surface ou tassements différentiels .....	21
<b>1.5 DESCRIPTION GÉNÉRALE DES MOUVEMENTS DU SOL .....</b>	<b>22</b>
1.5.1 Les déplacements verticaux du sol .....	22
1.5.2 Les déplacements horizontaux dans le sol .....	24

<b>1.6</b>	<b>CONCLUSION</b> .....	<b>27</b>
------------	-------------------------	-----------

## **CHAPITRE 2. SOUTÈNEMENTS ET OUVRAGES SOUTERRAINS**

<b>2.1</b>	<b>INTRODUCTION</b> .....	<b>30</b>
<b>2.2</b>	<b>SOUTÈNEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS</b> .....	<b>30</b>
2.2.1	FONCTIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT.....	31
2.2.2	TYPES DE SOUTÈNEMENTS DE TUNNEL.....	31
2.2.2.1	Béton projeté.....	32
2.2.2.2	Boulonnage .....	33
2.2.2.3	Les cintres .....	34
2.2.2.4	Voûte parapluie.....	35
2.2.2.5	Congélation .....	36
2.2.2.6	Revêtement par desvoussoirs préfabriqués.....	36
2.2.3	TYPESDESOUTÈNEMENTSDETRANCHÉE.....	37
2.2.3.1	Les murs classiques en béton armé .....	37
2.2.3.2	Les parois moulées .....	38
2.2.3.3	Soutènements par clouage .....	38
2.2.3.4	Rideaux de palplanche .....	39
2.3.4	RÔLE DU REVÊTEMENT DÉFINITIF.....	39
2.2.5	ETANCHEITE DES TUNNELS.....	40
<b>2.3</b>	<b>METHODES DE CALCUL DES TUNNELS</b> .....	<b>41</b>
2.3.1	METHODES EMPIRIQUE.....	41
2.3.1.1	Recommandation de l’AFTES.....	41
2.3.1.2	La méthode de TERZAGHI .....	42
2.3.2	METHODES ANALYTIQUES.....	44
2.3.2.1	La méthode des réactions hyperstatiques .....	44
2.3.2.2	La méthode Convergence-confinement.....	45
2.3.3	METHODES NUMERIQUES .....	77
<b>2.4</b>	<b>CONCLUSION</b> .....	<b>48</b>

## **CHAPITRE 3. Modélisation numérique de l'effet du soutènement sur la stabilité des ouvrages souterrains**

<b>3.1</b>	<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>50</b>
<b>3.2</b>	<b>PRÉSENTATION DU 1<sup>er</sup> CAS D'ÉTUDE- SOL HÉTÉROGÈNE .....</b>	<b>50</b>
<b>3.3</b>	<b>RÉSULTATS ET ANALYSES DES MODÉLISATIONS.....</b>	<b>52</b>
3.3.1	Résultats pour une épaisseur du soutènement de $d=0,35\text{m}$ .....	52
3.3.2	Résultats pour une épaisseur du soutènement de $d=0,5\text{m}$ .....	53
3.3.3	Résultats pour une épaisseur du soutènement de $d=1,5\text{m}$ .....	54
3.3.4	Résultats pour un module d'élasticité $E=20\text{GPa}$ .....	58
3.3.5	Résultats pour un module d'élasticité $E=30\text{GPa}$ .....	59
<b>3.4</b>	<b>PRÉSENTATION DU 2<sup>ème</sup> CAS D'ÉTUDE- SOL HOMOGENÈ.....</b>	<b>62</b>
<b>3.5</b>	<b>RÉSULTATS ET ANALYSES DES MODÉLISATIONS.....</b>	<b>63</b>
3.5.1	Résultats pour une épaisseur du soutènement de $d=0,35\text{m}$ .....	63
3.5.2	Résultats pour une épaisseur du soutènement de $d=0,5\text{m}$ .....	64
3.5.3	Résultats pour une épaisseur du soutènement de $d=1,5\text{m}$ .....	65
3.5.4	Résultats pour un module d'élasticité $E=20\text{GPa}$ .....	69
3.5.5	Résultats pour un module d'élasticité $E=30\text{GPa}$ .....	70
<b>3.6</b>	<b>DISCUSSIONS ET INTERPRETATIONS .....</b>	<b>73</b>
<b>3.7</b>	<b>CONCLUSION .....</b>	<b>74</b>
	<b>CONCLUSION GÉNÉRALE .....</b>	<b>76</b>
	<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>78</b>
	<b>WEBOGRAPHIE .....</b>	<b>82</b>

## INTRODUCTION GENERALE

La réalisation des ouvrages souterrains a connu une croissance importante dans les dernières décennies et grâce aux progrès et à l'évolution technologique, des méthodes de conception et de réalisation ont été développées.

Contrairement à la plupart des autres méthodes de calcul des ouvrages, la modélisation par éléments finis présente l'avantage de permettre d'analyser les déplacements induits par la construction d'un ouvrage dans le terrain environnant, et par là, d'estimer l'impact des travaux sur les ouvrages avoisinants. Cependant, la mise en œuvre pratique de la méthode suppose de bien analyser au préalable les paramètres qui ont une influence significative sur le comportement des ouvrages réels et, bien entendu, de disposer de moyens de calcul performants.

Pour ce qui concerne les soutènements d'excavation, il est clair que la première condition pour réaliser une simulation réaliste est, comme pour tout autre ouvrage de géotechnique, de bien connaître les conditions géotechniques. Aussi, le choix des différentes caractéristiques du soutènement ait une influence importante sur les déplacements induits.

Ainsi, le travail présenté dans ce mémoire s'inscrit dans ce cadre d'analyse ; un mémoire, intitulé « Effet du soutènement sur la stabilité des ouvrages souterrains » s'intéressant plus particulièrement à l'effet du soutènement de tunnel sur la stabilité de l'ensemble massif- excavation.

Afin de prendre en compte cet aspect dans le calcul, ce travail de mémoire a été élaboré. Il a été divisé en deux parties, la première est partagée sur les deux premiers chapitres et elle concerne la recherche bibliographique. Plus précisément, le 1er chapitre a contenu des généralités sur les ouvrages souterrains ; d'abord une classification de ces ouvrages souterrains a été présentée, ensuite, les différentes méthodes de constructions ont été passées en revue ainsi que les principaux phénomènes d'instabilité des sols. Enfin, une description générale des mouvements du sol a été présentée.



Quant au deuxième chapitre, il a été consacré au soutènement et à son importance, l'accent a été aussi mis sur son fonctionnement et sur ses types. Les tranchées ont aussi pris une place dans ce chapitre et ceci en exposant les types de soutènement existant. Enfin, nous avons présenté les méthodes utilisées dans les calculs des tunnels.

La deuxième partie du mémoire contient un seul chapitre dédié aux modélisations numériques. En premier lieu, un cas de référence a été traité, par la suite ce même modèle a fait l'objet d'une série d'études paramétriques touchant deux caractéristiques du soutènement; on parle de l'épaisseur ( $d$ ) et du module d'élasticité ( $E$ ). L'étude a porté sur l'analyse des tassements en surface, des déplacements en clé de voute, ainsi que sur les moments fléchissant du soutènement.

Dans ce même contexte, on s'est proposé de faire progresser nos simulations numériques en vue d'améliorer la prise en compte de la complexité réelle et ceci en diversifiant la nature du massif du sol en deux différentes natures; le premier est un sol hétérogène et l'autre homogène. Des constatations assez intéressantes ont été perçues.

Enfin, notre travail de mémoire se terminera par une conclusion générale et des perspectives de recherche sur ce thème.

CHAPITRE 01  
**GÉNÉRALITÉS SUR LES OUVRAGES  
SOUTERRAINS**

## 1.1 INTRODUCTION

Les ouvrages souterrains constituent un domaine très important et en plein développement depuis des décennies. De même l'extension des voies de communications (routes, voies ferrées, parkings et réseaux divers) impose souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction en souterrain. Ces ouvrages généralement sont construits à faible profondeur en particulier en milieu urbain.

C'est un procédé complexe générant de nombreux évènements dans le massif de sol surtout dans le cas des tunnels. En effet, au fur et à mesure de l'avancement du tunnel, la construction engendre des déplacements et des déformations provoquant des instabilités dans le sol et même parfois dans le soutènement qui peuvent avoir des conséquences humaines et économiques considérables surtout dans un milieu urbain.

Parmi les objectifs actuels de la recherche dans le domaine des ouvrages souterrains, l'amélioration de la prévision des mouvements induits dans le massif par la construction des ouvrages souterrains et notamment la prévision des effets potentiels des travaux sur les structures sus-jacentes. Ces problématiques constituent des enjeux forts pour les projets souterrains.

Les principaux problèmes dus à la construction des ouvrages souterrains sont :

- La stabilité du terrain pendant les travaux, notamment au front de taille.
- La maîtrise des mouvements engendrés en surface par creusement, surtout lorsque l'ouvrage est construit à faible profondeur ou à proximité d'autres structures.
- Le type de soutènement et de revêtement à mettre en œuvre pour assurer la tenue des parois à court terme et à long terme.
- Les problèmes liés à l'entretien, la réparation, le comportement d'ouvrage pendant la construction et puis au cours de l'exploitation.

Dans les dernières décennies les techniques de construction ont connu beaucoup d'amélioration et de développement, ce qui a permis de percer des terrains très compliqués. Parmi ces rénovation et inventions on cite : La machine Robbins et les

techniques de consolidation des sols par les injections. On finit par le projet extraordinaire et qui reste le plus spectaculaire ; c'est celui du Tunnel sous la Manche qui relie L'Angleterre à la France avec 3 tubes de plus de 50000 mètres de longueur (Voir figure 1.1), et si ce projet a connu la lumière, c'est grâce à la technologie très développée qui a été utilisée, comme les tunneliers guidés par satellite et par laser, à raison d'un kilomètre par mois.

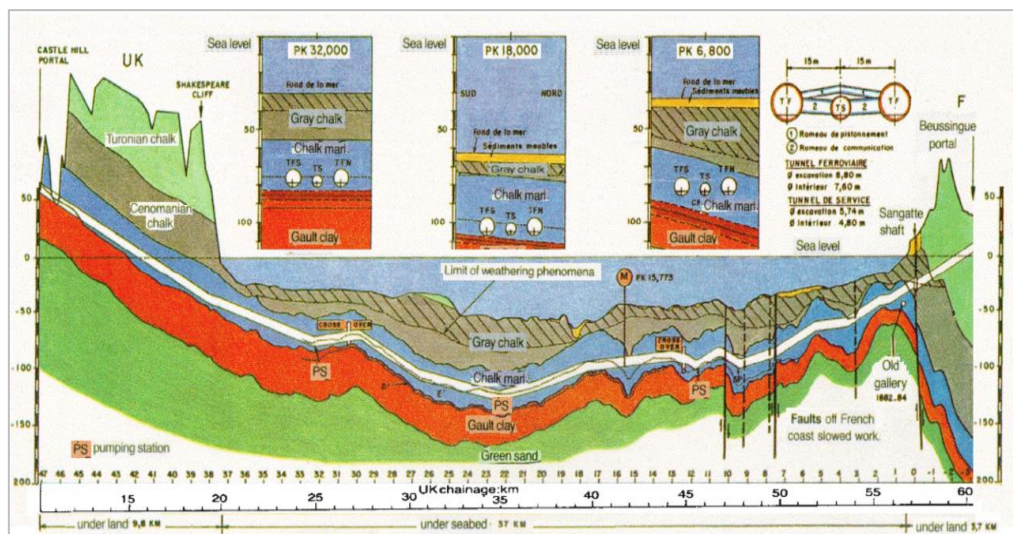


Figure 1.1 Profil en long du tunnel sous la Manche (PRE, 2020)

## 1.2 CLASSIFICATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS

Les structures souterraines sont définies comme des espaces fermés situés sous la surface du sol. Elles peuvent être percées soit sous la terre ou bien en plein air puis recouvertes de remblais.

Il est possible de classer ces constructions selon plusieurs critères dont nous citerons :

Celle de (Barton et al., 1974) cité par (Dolkhenko, 2002) qui classe les ouvrages souterrains suivant leur destination, en caractérisant la sécurité requise par ordre croissant :

**Tableau 1.1** Classification des ouvrages souterrains (Barton et al., 1974), d'après Bouvard et al. (1992)

Classe	Description
A	Excavation minière à caractère temporaire.
B	Puits verticaux.
C	Galeries hydrauliques, collecteurs d'assainissement, galeries de reconnaissances.
D	Cavité de stockage, stations de traitement d'eau, tunnels routiers et ferroviaires, tunnels d'accès.
E	Usines souterraines (plus souvent hydroélectrique), tunnels autoroutiers, tunnels ferroviaires, galeries du métro, abris de défense civile.
F	Centrales nucléaires souterraines, gares souterraines, salles ouvertes au public (sports, spectacles).

Dans une autre classification et selon (Mestat, 1999), cité par (Dolzhenko, 2002), les structures souterraines peuvent être divisées en deux grandes familles :

- Les ouvrages de section plus ou moins régulière et de grande longueur (tunnels, galeries, buses, tuyaux).
- Les cavités souterraines et structures enterrées (usines et gares souterraines, parkings, lieux de stockage).

Ceci dit, nous pouvons classer les ouvrages souterrains selon leur technique de construction : à ciel ouvert (connu fréquemment sous le nom de Trémie) ou en souterrain (il s'agit des tunnels) (nous détaillerons plus loin).

### 1.3 METHODES DE CONSTRUCTION DES TUNNELS

Après l'étape d'investigation et de caractérisation des paramètres in situ, vient celle du choix d'une méthode d'excavation.

La méthode d'excavation choisie doit essentiellement garantir la stabilité du terrain aussi que l'équilibre et la pérennité de la structure pendant et après son exécution, ainsi qu'elle doit répondre à des critères rigoureux d'économie de temps et de ressources financières sans oublier la sécurité.

Le développement technologique a donné la possibilité d'augmenter les dimensions de l'excavation et d'automatiser le travail en utilisant des machines multifonctionnelles

(les tunneliers) qui permettent aussi de réaliser des ouvrages en site urbain, dans des terrains meubles et aquifères sans causer de dégâts importants en surface du sol.

Une bonne connaissance des différentes techniques de creusement constitue une base importante pour pouvoir comprendre la réponse du terrain lors de son creusement, elle est également importante pour arriver à des phases de modélisation satisfaisantes.

En gros, on peut distinguer deux familles de techniques :

- À ciel ouvert
- En souterrain

Qu'il s'agisse de l'une ou l'autre méthode d'exécution, en tranchée ou en souterrain, le choix est le résultat d'un compromis entre les exigences liées à :

- La géométrie de l'ouvrage à réaliser.
- L'existence dans le voisinage d'ouvrages de construction souterraine.
- Les propriétés des sols.
- Les contraintes géologiques et hydrologiques (présence ou non de la nappe phréatique).
- La présence des canalisations enterrées.
- Le trafic de surface en cours des travaux.

En général, il n'y a pas de méthode unique qui convient à tous les types de projets, c'est le bon sens de l'ingénieur expérimenté qui fera la différence...

### **1.3.1 Méthodes de construction à ciel ouvert**

Lors de la construction à ciel ouvert, deux possibilités se présentent : on peut soit envisager de construire l'ouvrage en utilisant la méthode des tranchées ouvertes (toute la structure est en plein air jusqu'à la construction de la superstructure, la dalle de toiture est alors en un seul tenant), soit en utilisant celle en tranchée couverte (la dalle de toiture est réalisée à l'air libre, souvent en plusieurs tenants).

La tranchée couverte est souvent la seule possible surtout dans les villes à forte densité d'immeubles ou à fort trafic. (De Coster et al, 2012)

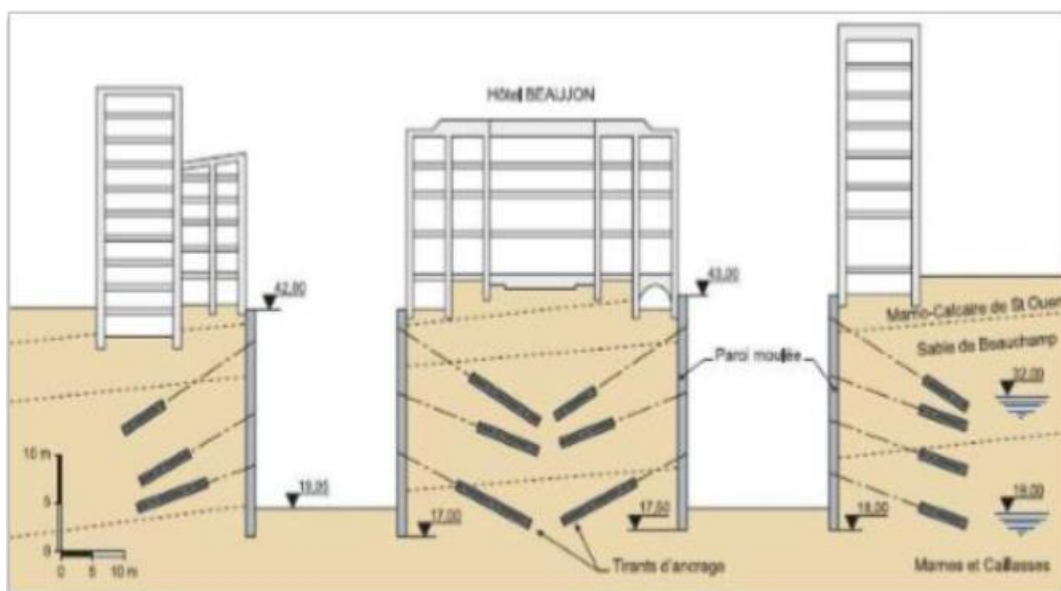
Par contre si, en raison de la topographie ou de l'existence d'ouvrages souterrains, le profil en long du tunnel ne peut suivre la pente du terrain et que le volume des déblais et des remblais dépasse notablement celui de l'ouvrage, la construction à ciel ouvert n'est pas économique.

### 1.3.1.1 Tranchée ouverte

Les tranchées sont creusées soit avec talus dont la pente dépend du terrain, soit avec soutènement par parois verticales. Les mauvais terrains, schistes et argiles (en particulier argiles consistantes fissurées et argiles contenant des couches de sable aquifère) nécessitent de prendre des dispositions spéciales qui s'adaptent à chaque site. Si les pentes de talus sont trop faibles, il faut tenir compte de l'emprise disponible.

Les talus peuvent être remplacés par des parois verticales en fournissant un soutènement, ce qui autorise des surcharges. Lorsque cette méthode est appliquée, toute la structure est construite (préfabriquée ou non) puis la tranchée est recouverte.

Cependant, cette méthode reste la moins chère et la plus simple à mettre en place. D'autre part, elle est souvent utilisée en dehors des zones urbaines, là où la géologie le permet (voir figure 1.2).



**Figure 1.2** Exemple d'une tranchée ouverte dans un terrain urbain soutenue par des parois moulées et ancrages précontraints. (Lahmadi, 2006) cité par Benhammou & Zirar en 2019.

### 1.3.1.2 Tranchée couverte

La méthode de construction par tranchée couverte est une transition entre « le ciel ouvert » et « le tout souterrain ». C'est en effet à l'aide d'un judicieux artifice que l'on arrive à adapter une méthode à ciel ouvert pour travailler en sous-sol, pour des aspects organisationnels surtout, la construction directement en sous-sol est la seule réellement souhaitable en ville.

Lorsque le profil en long d'un projet de tunnel révèle une couverture basse au-dessus du toit (généralement inférieure à un diamètre), il est probablement plus économique de creuser en tranchée couverte, si le site de surface n'est pas occupé par n'importe quel type de structure ou d'autres contraintes environnementales. La couverture de la tranchée pendant les travaux permet de réduire la gêne pour l'environnement et de rétablir les possibilités de circulation en surface. (CETU, 1998)

Cette méthode est créée pour compenser les désavantages de la précédente. On construit successivement les piédroits par un des procédés, comme on le ferait en tranchée ouverte. La dalle de toit est ensuite coffrée au sol et en plusieurs parties pour assurer, à tout moment, une ou plusieurs bandes de chaussée pour trafic en surface.

Une fois la dalle est terminée, les routes sont définitivement restaurées et les travaux de terrassement sont effectués, à l'abri de la dalle et on finit par le bétonnage de la dalle de fondation (Voir figure 1.6).



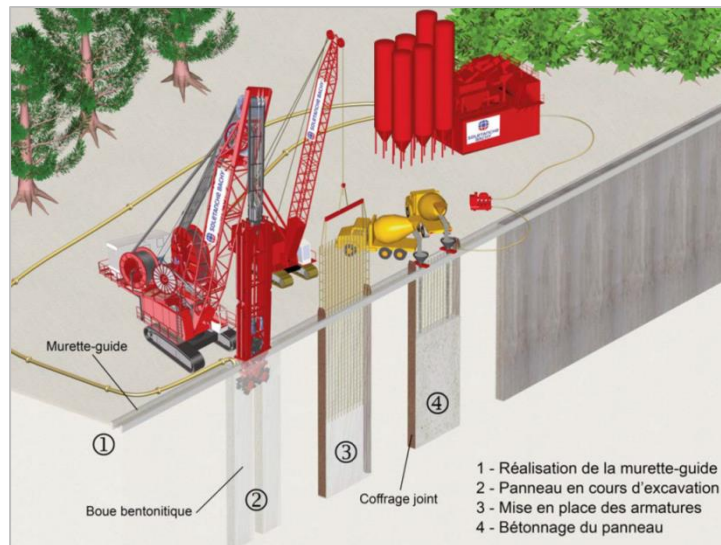


Figure 1.3 Schéma d'exécution d'une paroi moulée [1].

### 1.3.2 Méthodes de construction en souterrain

La construction directement en sous-sol est le meilleur choix en zone urbaine pour ne pas perturber la vie en surface. Par conséquent, il a été dû développer des techniques pour construire directement sous terre. Néanmoins, les travaux construits sous terre commencent toujours par la réalisation des galeries d'accès en surface en utilisant une des méthodes de construction à ciel ouvert. Dans le cas d'un tronçon du réseau exécuté entièrement en souterrain, la construction de la station est réalisée en premier avant d'aborder le tunnel. Il arrive également que des galeries existantes soient utilisées. Dès qu'on est dans le sous-sol, il est alors possible d'avancer horizontalement dans. Cependant, contrairement aux techniques en tranchées, le soutènement occupe une place centrale dès lors que l'on creuse sous une masse de terrain considérable. Ainsi, les risques d'effondrements en surface sont beaucoup plus importants lors de la construction en souterrain.

Ces méthodes sont divisées en deux catégories :

- Creusement conventionnel (traditionnel).
- Creusement mécanisé.

#### 1.3.2.1 Creusement conventionnel (traditionnel) :

Le creusement peut se faire de plusieurs manières, on peut distinguer :

### a) Le creusement en pleine section

Elle est utilisée dans des projets de grandes longueurs avec un sol homogène de bonne ou assez bonne tenue et sans besoin d'utilisation d'un soutènement provisoire, sauf si le rocher présente des fissures tolérables (fissuration à la suite d'utilisation d'explosifs ou fissures propres au massif), dans ce cas-là, il est conseillé d'utiliser un soutènement provisoire. Mais elle nécessite l'utilisation d'un équipement important (grande hauteur de l'excavation, importance des volumes de marirage à chaque volée) (CETU, 1998)

Lorsqu'elle est applicable (moyennant si nécessaire un soutènement du front de taille), la méthode de creusement en pleine section est plus favorable pour contrôler les.



**Figure 1.4** Creusement en pleine section (tunnel de Tartaguille). (CETU, 1998)

### b) Le creusement en demi-section

Le creusement par demi-section est recommandé pour les travaux dans des terrains hétérogènes nécessitant l'utilisation d'un soutènement important. Il peut être utilisée très largement par la suite en variant la longueur de l'avancement de l'unité. Sur certains terrains difficiles, on peut poser très rapidement le soutènement en le mettant en place dans une excavation périphérique.

L'avantage principal de la demi-section, par rapport à la méthode de creusement en section divisée est la possibilité de la mise en place rapide d'un soutènement ou d'un revêtement sur toute la partie supérieure. En comparaison avec la pleine section, elle

ne nécessite pas un très grand matériel mais plutôt un équipement de terrassement habituels pour l'excavation du stross.

Dans le procédé d'excavation en demi-section, la partie supérieure de la section est d'abord réalisée, la partie inférieure étant excavée avec un écart dans le temps. Si nécessaire, le soutènement doit être renforcé avant de creuser le stross, à la fois dans la partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) et dans la partie inférieure (micropieux sous les appuis de cintres, colonnes de jetgrouting en piédroits). Généralement, le revêtement final n'est mis en place qu'après l'excavation de toute la section. (CETU, 1998).



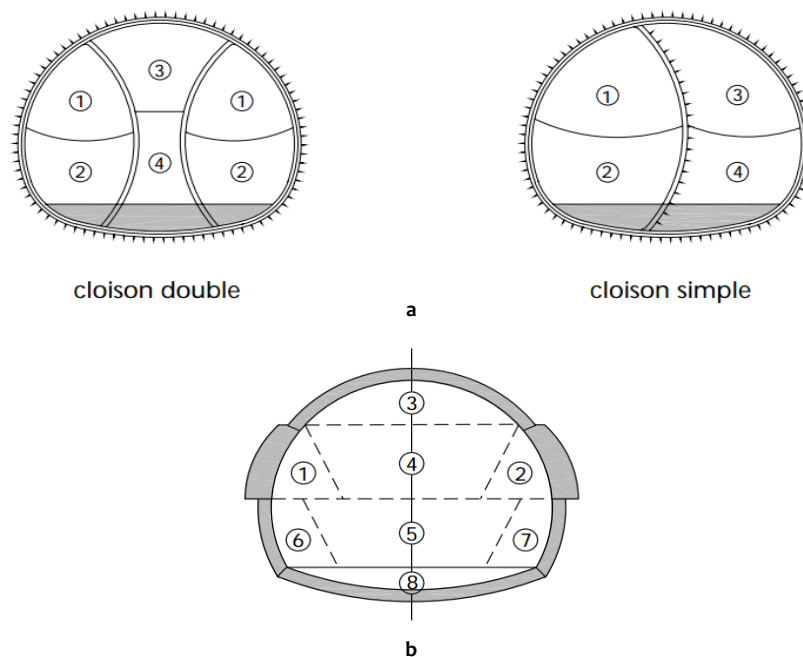
Figure 1.5 Creusement en demi-section. (CETU, 1998)

### c) Le creusement en section divisée

Dans la méthode de creusement en section divisée on commence par une ouverture d'une (ou plusieurs) galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. La section peut être divisée de différentes manières et elle dépend de la dimension maximale de l'excavation qui peut rester stable par elle-même avant l'emploi du soutènement. La position des phases d'excavation peut être très variée ; elles doivent être adaptées à la situation de l'ouvrage, à sa forme et au matériel.

Il est possible d'exécuter ces galeries sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant même le début de l'excavation du reste de la section.

Avant de développer des procédés de renforcement du front du taille, cette méthode était utilisée lorsqu'on est face à un terrain qui présente des caractéristiques médiocres et qui ne suffisent pas pour avoir un front de taille stable si on utilise la méthode en pleine ou demi section. Dans le cas de sections larges, deux galeries peuvent être utilisées à la base des pénétrations, pour bétonner une partie du revêtement final.



**Figure 1.6**

- a. Creusement avec cloison centrale.
- b. Creusement avec galeries aux naissances (CETU, 1998)

- **Technique à l'explosif**

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique. Elle donne les meilleurs résultats d'efficacité et de rendement les roches dures.

Parfois, on se trouve dans des situations où on est face à des fronts très compacts par conséquent on est amené à faire une utilisation spécifique des explosifs sous forme de pétardages afin de pouvoir fractionner les gros blocs et de bancs durs, et ameublir les fronts.

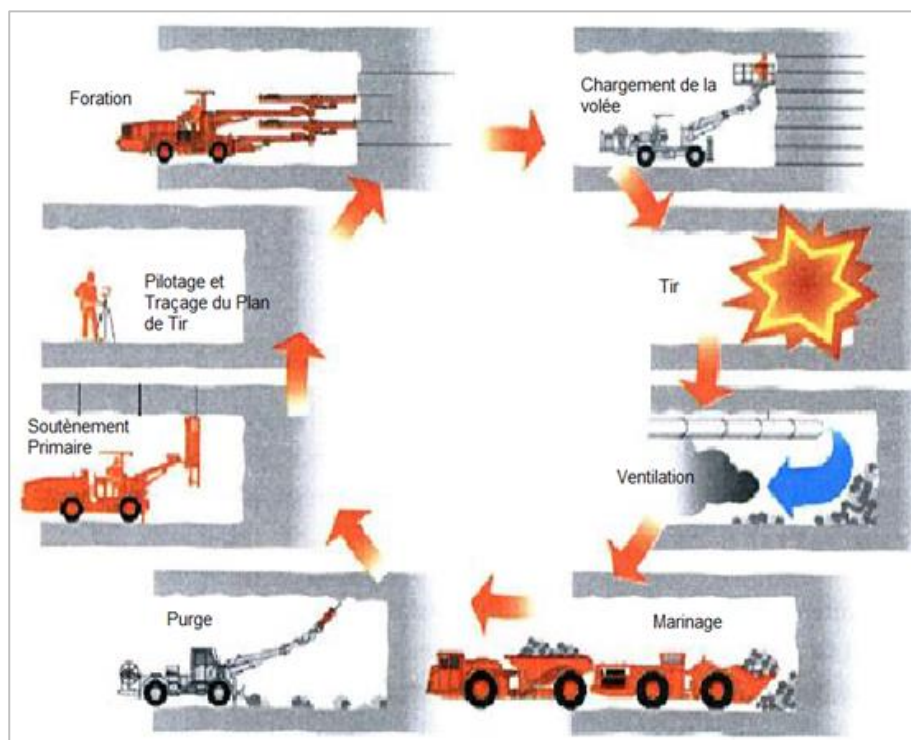


Figure 1.7 Schéma du Cycle du creusement à l'explosif [2]

- **Machine à attaque ponctuelle**

Cette méthode d'abattage mécanisé, initialement utilisée dans l'exploitation des mines, a été développée et est couramment utilisée dans les travaux publics pour l'excavation de galeries de toutes dimensions.

Leur principe de fonctionnement consiste en un éclatement de la roche sous les effets combinés de pénétration des pics le front de taille et de balayages successifs du bras de la pelle. L'évacuation des déblais se fait par un système d'évacuation propre ou non à la machine.

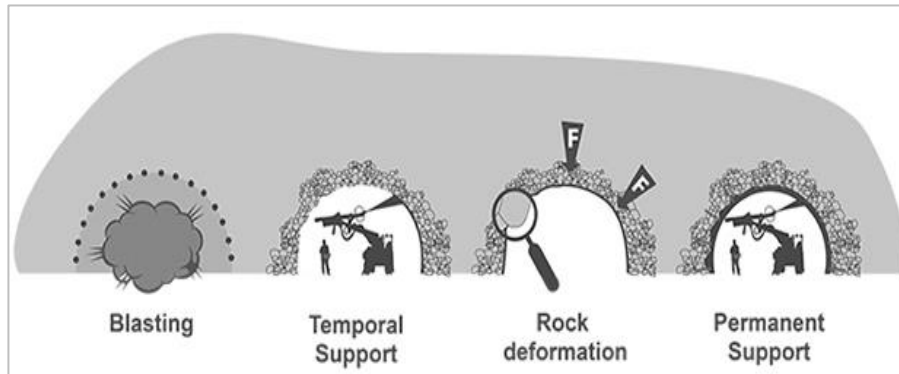
Les principaux avantages de la machine à attaque ponctuelle sont sa facilité d'adaptation aux variations de section, le meilleur respect du profil à atteindre en limitant les hors-profils et la réduction de la propagation des à-coups dans le massif environnant et enfin, elle est particulièrement bien adaptée pour appliquer la "nouvelle méthode autrichienne". (CETU, 1998)

- **La Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM ou NMA) :**

La 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) a publié une définition officielle de la NATM en 1980 : "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. "La version originale de cette définition a été publiée en langue allemande, cette version française est tirée de l'article de Kovari (1995) dans la Revue Française de Géotechnique.(Benamar, 1996)

Elle consiste en mettre en place un soutènement déformable aussi vite que possible composé de boulons armant le terrain et d'une couche de béton projeté. Les dimensions, les quantités et les phases de mise en œuvre des éléments constituant le soutènement (béton projeté en voûte, au front, en radier, boulons, cintres) sont adaptés selon les mesures des forces et déformations générées dans la voûte et dans le terrain voisin. Le soutènement a pour but d'assurer la stabilité de l'excavation par la création d'un anneau porteur de terrain armé et non pas par blocage des mouvements. L'excavation pour NATM peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré : Le creusement à pleine section, le creusement en demi-section ou le creusement en section divisée.

L'avantage de cette méthode est sa facilité de mise en œuvre ainsi que sa modularité en fonction des conditions rencontrées lors du creusement. Il est donc bien adapté à tunnels courts. Cependant, elle n'est pas employable pour travailler sur des terrains très peu cohérent ou argileux, ou dans les terrains aquifères sans traitement préalable. (CETU, 1998).



**Figure1.8** Les étapes du creusement avec NTMA [3]

### 1.3.2.2 Creusement au bouclier mécanisé

Un bouclier est un appareil de protection qui se constitue d'une structure complètement ou partiellement métallique, à l'abri de laquelle des travaux de terrassement sont effectués. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en place loin du bouclier.

Un tunnelier équipé d'un bouclier mécanisé doit selon (CETU, 1998) pouvoir remplir les fonctions suivantes :

1. L'Abattage du sol en pleine section ou à l'aide d'une machine à attaque ponctuelle.
2. Le Soutènement du front de taille (confinement mécanique ou pressurisation).
3. Le Soutènement des parois latérales de l'excavation (virole métallique articulée et monolithique).
4. La Progression du bouclier (appui sur le revêtement mis en place ou, exceptionnellement, par grippers ancrés sur le terrain en place).

5. La Pose du revêtement sous l'abri d'une jupe métallique et injection de remplissage du vide annulaire ou mise en place de béton extrudé.
6. L'Évacuation des déblais à l'arrière de la machine et les transporter vers les équipements de déchargement.

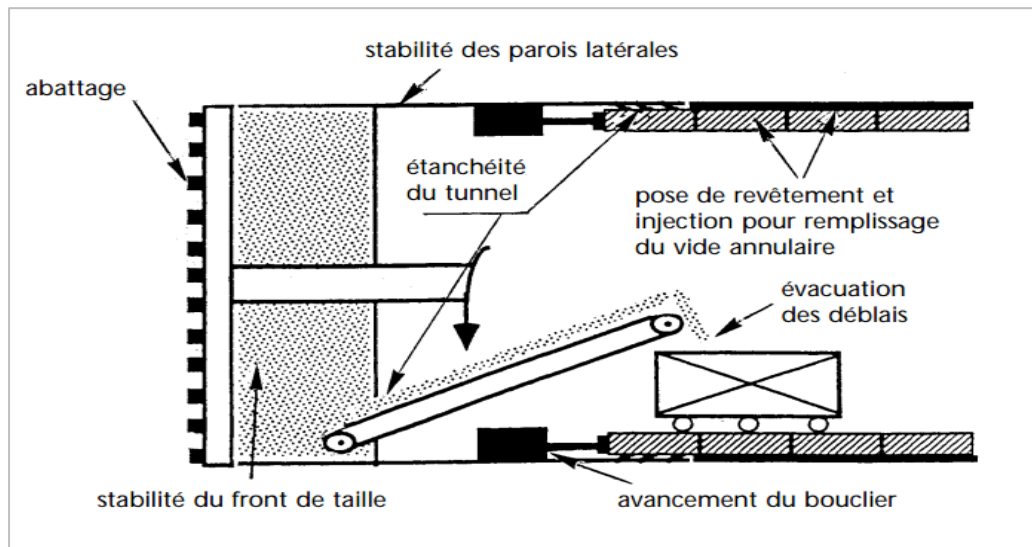


Figure 1.9 Les fonctions d'un bouclier (CETU, 1998)

Toutes ces fonctions essentielles de bouclier conduisent à l'adoption d'une classification basée sur la stabilisation du front de taille.

Lorsque le confinement du front de taille est assuré mécaniquement ou par un fluide sous pression, il s'agit de boucliers à front pressurisé (front fermé). On parle de bouclier non pressurisé (front ouvert) lorsqu'aucune stabilisation du front de taille n'est assurée ou mise en place.

Les boucliers à confinement sont le meilleur choix dans les terrains difficiles à médiocres grâce à leur conception et à leur système de fonctionnement contrairement aux techniques traditionnelles de creusement de tunnel qui exige une modification ou une amélioration des caractéristiques géologiques et géotechniques du sol.

Face à une contrainte d'environnement qui exclue une solution par tranchée couverte ou le rabattement de nappe, l'emploi d'un bouclier à confinement est la seule solution.



Le bouclier à pression de confinement est considéré l'idéal pour les creusements dans les zones urbanisés et sous faible couverture grâce au remplissage immédiat du vide annulaire et au blocage efficace du revêtement, vu que les tassements constatés en surface sont le cumule de ce vide qui remonte progressivement en surface.

### **1. Les boucliers à front non pressurisé**

Ce type de bouclier ne peut être utilisé que dans des sols cohérents ou des terrains rocheux fracturés et déconsolidés et sans la présence de la charge hydrostatique. La mise sous pression d'air comprimé une partie ou de la totalité du tunnel peut être met sous pression d'air comprimé pour s'opposer à la pression hydrostatique, les ouvriers dans ce cas sont sous pression ce qui augmente la pénibilité du travail et limite les heures de travail.

### **2. Les boucliers à front pressurisé**

Ce bouclier a pris la place des méthodes de traitement de terrain (congélation ou injections) utilisé souvent dans des formations très difficiles (sols meubles et aquifères) car ces derniers entraînent de longs retards et des coûts de production élevés.

Le bouclier à a front pressurisé est caractérisé par un front contenant un écran étanche dont est mobilisée en continue et en permanence une pression de confinement en général exercée hydrauliquement (pression d'air ou boue) ou solide (pression de terre ou boue lourde). Le soutènement est composé généralement de voussoirs préfabriqués qui peuvent être en béton armé, en fonte métallique.

## **1.4 PRINCIPAUX PHÉNOMÈNES D'INSTABILITÉ DES SOLS**

D'après (Valsov et al., 2001) et (Oggeri et al., 2004), ils existent cinq phénomènes principaux d'instabilité obtenues grâce aux premières analyses des accidents et aux incidents répertoriés, cité par (Jamal, 2018) :

### 1.4.1 L'Effondrement

C'est la rupture structurale, partielle ou totale, du tunnel. Cette rupture du revêtement a la capacité de se propager à la surface du sol et résulter une cuvette d'effondrement ou un cratère (fontis).

Lorsque la rupture est limitée dans une zone, nous sommes dans le cas d'un effondrement dit localisé (la cause de ce type d'effondrement peut être la rupture du toit de tunnel), par contre dans le cas d'une large zone, on l'appelle un effondrement en masse ou généralisé.

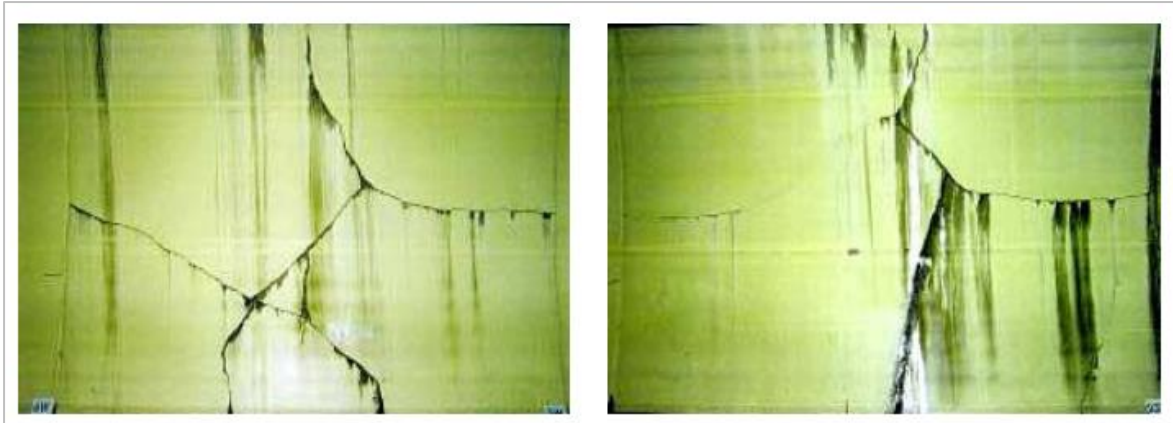


**Figure 1.10** Effondrement de la route nationale au-dessus de station de métro de Daikai endommagée par un tremblement de terre (Japon, 1995), (Yoshida et al., 1996) cité par (Jamal, 2018)

### 1.4.2 Les Désordres locaux

Ils peuvent englober différents types d'instabilité locale dans les ouvrages souterrains, comme les chutes de blocs, la fissuration, l'infiltration faible d'eau, les dommages apparaissant aux parois et au toit de l'ouvrage, le soulèvement de radier, etc.

Les désordres n'impliquent pas toujours l'arrêt d'utilisation du tunnel, mais nécessitent une réparation marquante.



**Figure 1.11** Tunnel de A38 Saltash (R.U, 1997), fissurations sur les parois (Sauer, 2004) cité par (Jamal, 2018)

### 1.4.3 Les Inondations

C'est le résultat de l'invasion d'une structure souterraine par une grande quantité d'eau souterraine ou par une grande quantité d'eau de pluie, ce qui provoque des pertes de matériaux et des retards de travaux.

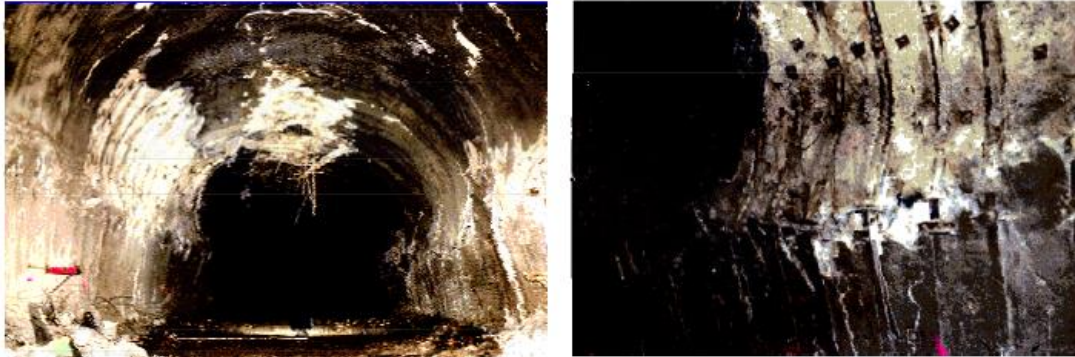


**Figure 1.12** Inondation du tunnel de Wushantou, Japon 1992, (Wanget et al., 2002) cité par (Jamal, 2018)

### 1.4.4 Les Fortes déformations (convergence extrême)

C'est la diminution de section associée à de fortes convergences qui mettent en péril l'utilisation de la structure dans des conditions de sécurité idéale. Beaucoup de facteurs peuvent être la cause de cette grande déformation tel que le gonflement, le fluage, les déformations plastiques, les contraintes tectoniques. Cette convergence a

comme conséquences la fermeture de la section et la destruction du soutènement. Quelquefois on se trouve dans la nécessité de ré excaver l'ouvrage souterrain.



**Figure 1.13** Rupture de soutènement du tunnel routier de Tymfristos à cause d'une forte convergence (Tymfristos, 2003) cité par (Jamal, 2018)

#### 1.4.5 Les Tassements en surface ou tassements différentiels

L'excavation de structures souterraines urbaines dans des terrains meubles conduit fréquemment à un tassement du sol au-dessus du tunnel, ce qui peut endommager les infrastructures surfaciques. Le tassement différentiel se manifeste par des déformations causées par l'inégalité des mesures des tassements des deux éléments structuraux successifs du tunnel.

Fréquemment, les désordres de surface sont moins sensibles et la qualité du terrain augmente avec la profondeur,

Ceci dit, dans le cas d'un tunnel peu profond, il est essentiel que le profil en long soit aménagé de façon à ce que l'épaisseur de la couverture soit maximale. (CETU, 1998a)

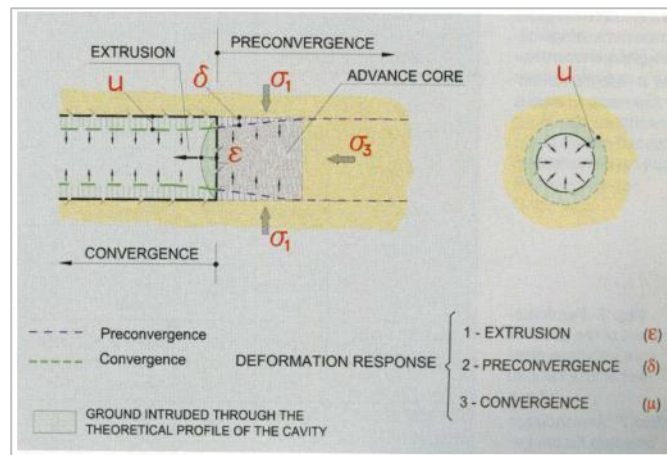
Les sols indurés et les roches tendres qui se trouvent souvent dans la construction des tunnels peu profonds, ont la possibilité d'entraîner des complications pertinentes au cas des sols ou de celui des roches, aussi si on est face à des terrains sédimentaires horizontaux non faillés, un levé d'une centaine de mètres de largeur peut être suffisant. (CETU, 1998a)

## 1.5 DESCRIPTION GÉNÉRALE DES MOUVEMENTS DU SOL

La construction des ouvrages souterrains dans le sol influence l'état des contraintes dans le massif, ce qui donne naissance à des mouvements au sein du massif.

Tout dépend de l'amplitude de ces perturbations qui sont généralement suivis d'un déplacement immédiat du front de taille vers l'excavation et aussi d'une convergence des parois du tunnel.

Ces mouvements, attribuables à une perte de terrain en volume (Schlosser, 1989), ont la possibilité de se propager vers la surface du sol avec un décalage temporaire.

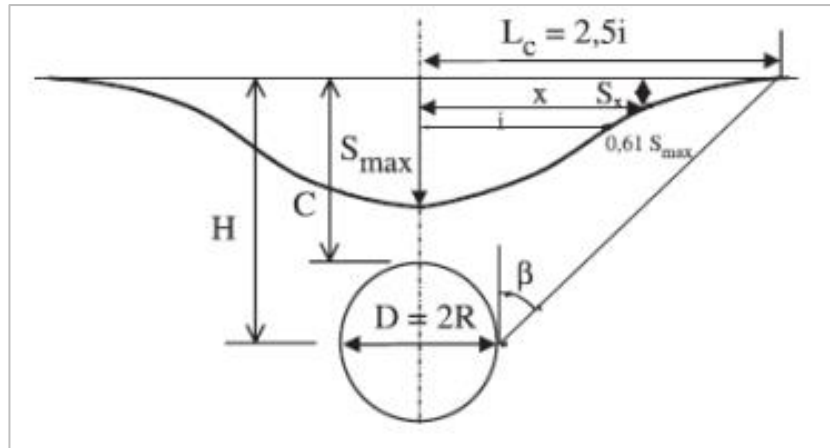


**Figure 1.14** Les trois composantes de la déformation dans le massif provoquée par le creusement d'un tunnel (Lunardi .P et Bindi .R., 2004) cité par (Janin, 2012)

### 1.5.1 Les déplacements verticaux du sol

D'après (Boubou, 2010), Le mécanisme de développement des déformations créées par l'excavation du sol a été expliqué par (Hashimoto et al, 2000) après plusieurs études de cas de tunnels au Japon.

Dans une section transversale au tunnel, le tassement peut être représenté sur la base de différentes mesures effectuées sur chantier, par une cuvette qui a la forme d'une courbe de Gauss (Peck, 1969) :



**Figure 1.15** Courbe de Gauss représentant la cuvette de tassement (Peck, 1969) Cité par (Boubou, 2010)

La cuvette proposée par Peck est donnée par la formule suivante :

$$S(x) = S_{max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \quad (1)$$

X : représente la distance au centre de la cuvette,  $S(x)$  : le tassement vertical à l'abscisse x,  $S_{max}$  : le tassement maximum en surface et  $i$  : l'abscisse du point d'inflexion à partir de l'axe de symétrie verticale du tunnel. Les valeurs de  $i$  et  $S_{max}$  peuvent être reliées aux paramètres géométriques C, D et H en fonction du sol rencontré, avec D : le diamètre de tunnel, C : la couverture au-dessus de tunnel, H : la profondeur de l'axe de tunnel. Plusieurs corrélations empiriques ont été données pour exprimer ces deux valeurs dans différents types du sol. (Attewell, 1977) a exprimé la valeur de  $i$  par la relation suivante d'après (Ollier, 1997):

$$i/R = \alpha(H/D)^n \quad (2)$$

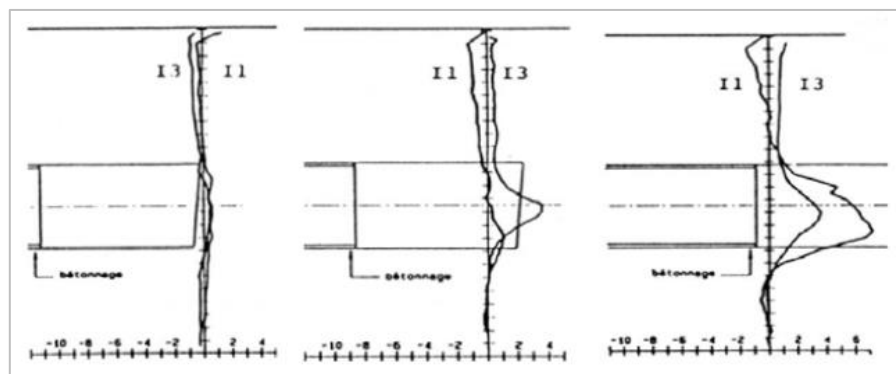
$\alpha$ , n varient selon le type de sol, plusieurs valeurs ont été données par exemple : (Attewell, 1977) :  $\alpha = 1$ ,  $n = 1$  pour l'argile ;  $\alpha = 1$ ,  $n = 0.5$  pour les sables.

(Chapeau, 1991) :  $\alpha = 0.9$ ,  $n = 1$  pour l'argile ;  $\alpha = 0.4$ ,  $n = 1$  pour les sables.

### 1.5.2 Les déplacements horizontaux dans le sol

Suite à l'avancement du tunnelier dans le terrain, des déplacements horizontaux sont créés dans deux directions : transversale et longitudinale. On peut déterminer ces déplacements par des mesures inclinométriques. L'amplitude et la direction de ces déplacements (qui changent avec les différentes étapes du travail) sont principalement en fonction du type de sol, des conditions de l'excavation et de la hauteur de couverture. [ (Mair R.J. O. M., 1981), (Adachi .T, 1985)] mentionné par (Boubou, 2010).

D'après les valeurs relevées du site du tunnel du métro de Lyon [ (Chapeau, 1991), (Ollier, 1997)] mentionné par (Boubou, 2010), les phénomènes suivants ont été remarqués dans une section longitudinale (Figure 1.16)



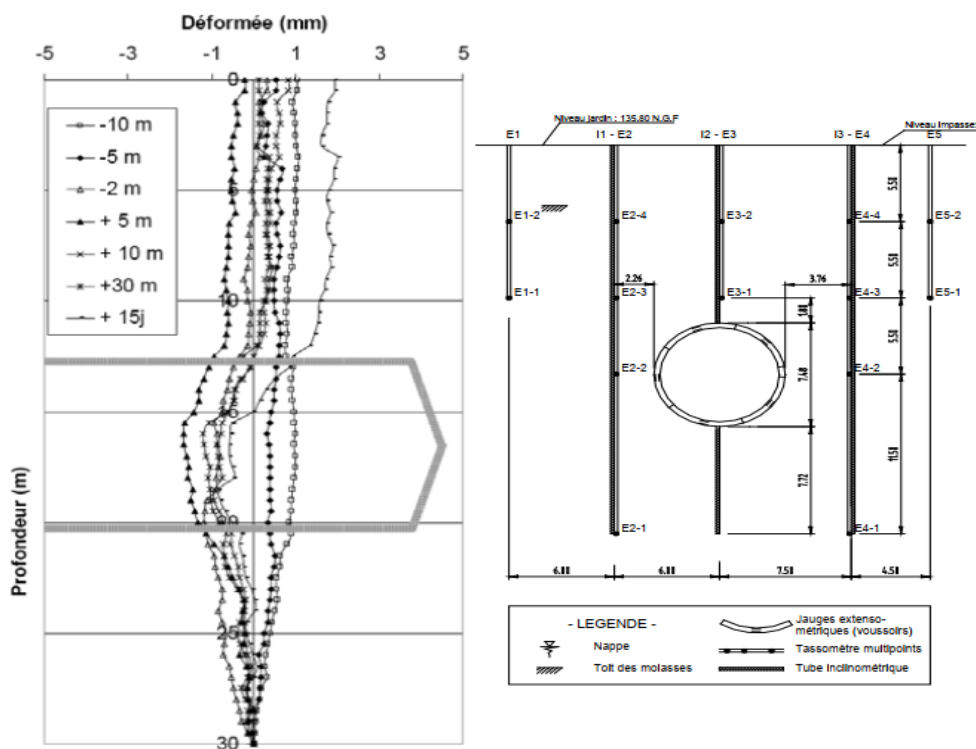
**Figure 1.16** Évolution des déplacements horizontaux dans une section longitudinale, métro de Lyon (Chapeau, 1991) cité par (Boubou, 2010)

- La pénétration du front de taille s'accompagne de très petites déformations en surface, le sol est poussé vers l'avant au niveau de l'axe du tunnel.
- Lors de l'avancement de la machine : en surface, le sol présente un mouvement de reculement. Au niveau de l'axe du tunnel, il y a observation d'un mouvement vers l'avant probablement à la suite de l'application de la pression de confinement au front lors de déplacement du TBM (Swoboda G., 2004).
- Dans la phase finale on remarque un mouvement plus important vers l'avant au niveau de l'axe du tunnel accompagné d'un mouvement en arrière du terrain en surface.

Le sol au niveau du radier du tunnel était pratiquement statique la majorité du temps.

À partir des valeurs obtenues sur le site du tunnel de métro de Washington, (Cording et Hansmire, 1977) ont remarqué que le sol au niveau de l'axe du tunnel (dans une section longitudinale) présente une pénétration vers le bouclier.

Des remarques pareilles ont été trouvées sur le chantier de la ligne B du métro de Toulouse par (Vanoudheusden, 2006) où le sol était très surconsolidé mentionné par (Boubou, 2010) :



**Figure 1.17** Évolution des déplacements horizontaux dans une section longitudinale, la ligne B du métro de Toulouse (mesure sur le tube I3), (Vanoudheusden, 2006) cité par (Boubou, 2010)

Une étude des déplacements horizontaux effectuée sur le site du métro de Lyon (Ollier, 1997) dans une section transversale a donné les remarques suivantes

(Figure 1.18) :

- En surface : Présence de légers mouvements dans le sol vers le tunnel.



- À l'axe du tunnel : un refoulement pendant toutes les étapes de creusement. Les valeurs maximales ont été mesurées lors d'injection autour du tunnel. Ensuite, en raison du mouvement de convergence, les inclinomètres reviennent à leurs positions du départ. C'est la consolidation du mortier injecté dans les vides autour des anneaux du tunnel qui provoque ce mouvement.
- En dessous du radier, le sol est quasiment stable.

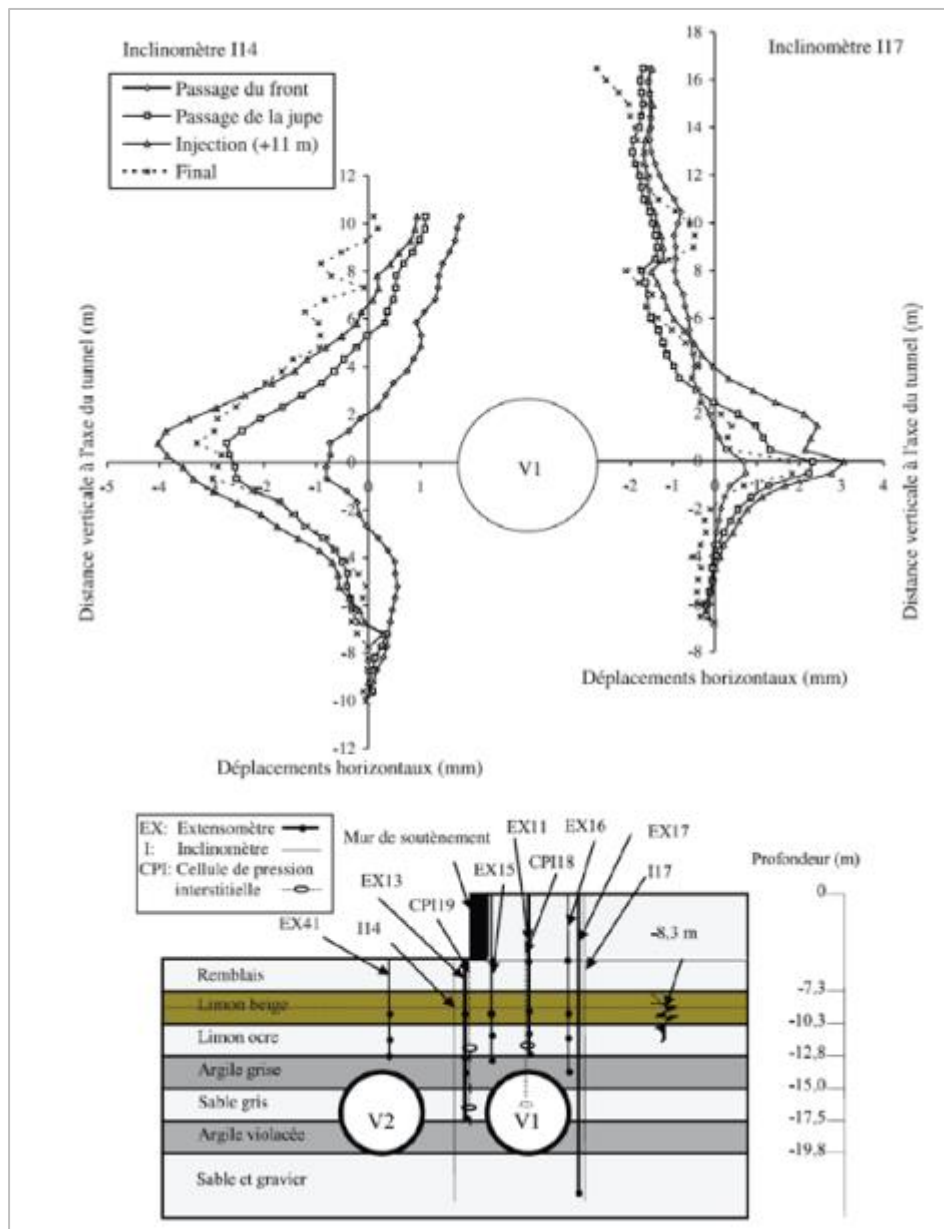
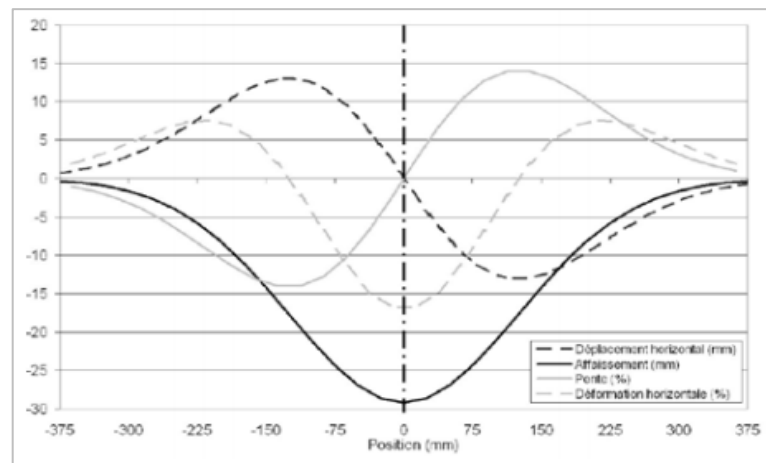


Figure 1.18 Déplacements horizontaux dans une section transversale, chantier du métro de Lyon, (Ollier, 1997), cité par (Boubou, 2010)

Une approche empirique proposée par (Lake et al, 1992) donne la possibilité d'obtenir d'une façon simple une courbe correspondante aux déplacements horizontaux sur la base des tassements verticaux et des paramètres géométriques. L'expression des déplacements horizontaux en surface est donnée par l'équation suivante mentionné par (Boubou, 2010):

$$S_h(x) = S(x) \times \frac{x}{H} \quad (3)$$

Cette approche ressemble à celle de Peck (1969) signale que c'est autour de l'axe du tunnel que le champ de déplacement est concentré (Figure 1.19). Les déplacements horizontaux en surface vont générer des régions comprimées dans l'axe de tunnel et des régions de tractées un peu plus éloignées de cet axe.



**Figure 1.19** Déplacements et déformations horizontaux en surface, (Lake et al, 1992)  
Cité par (Boubou, 2010)

Les compressions / traction du sol ont une influence critique sur les bâtiments voisins, c'est pourquoi elles doivent être bien prises en compte lors de l'étude des perturbations provoquées par l'excavation.

## 1.6 CONCLUSION

Dans cette partie du mémoire, nous avons donné un aperçu général sur les ouvrages souterrains. On s'est concentré sur les méthodes de construction et les mouvements

engendrés par ces derniers. Ces deux derniers points ont la plus grande influence sur le choix du soutènement.

On a aussi évoqué des phénomènes principaux d'instabilité des sols qui sont la plupart du temps le résultat du mauvais choix du type ou de caractéristiques du soutènement qu'on peut éviter grâce au retour d'expérience retenue.

Dans le prochain chapitre, nous exposerons un état de l'art sur les soutènements, nous exposerons les différents types de soutènement, leurs caractéristiques, les facteurs qui influencent le choix et enfin les méthodes de calcul utilisées dans la littérature.

CHAPITRE 02  
**SOUTÈNEMENTS DES OUVRAGES  
SOUTERRAINS**

## 2.1 INTRODUCTION

Pour toute construction d'un ouvrage souterrain, il est nécessaire d'utiliser des soutènements appropriés pour maintenir la stabilité de l'excavation qui doivent être installés au bon moment pour protéger les travailleurs et les équipements contre les dommages par des effondrements et d'assurer la sécurité du chantier pendant et après l'excavation.

Dans ce chapitre, il sera question de présenter différentes notions de bases sur le soutènement et son effet sur les ouvrages souterrains, on présentera aussi son fonctionnement, son rôle et les différents types de soutènement qui existent, les méthodes de calcul des tunnels seront présentées en parallèle.

## 2.2 SOUTÈNEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS

Souvent les excavations souterraines ne sont pas stables, des éboulements ou des effondrements se produisent, soit pendant l'excavation, ou après un temps plus ou moins long. Dans d'autres cas, la convergence de l'excavation est excessive, ou bien les déformations dues au creusement ne seraient pas admissibles pour les structures voisines. On est alors conduit à soutenir l'excavation ; au point de vue mécanique ce soutènement a pour rôle d'assurer la stabilité à court terme ou à long terme et de contrôler les déformations instantanées ou différées des terrains encaissants. Le soutènement est évidemment le facteur le plus important de la sécurité du chantier.

Les instabilités peuvent apparaître au cours de l'excavation, et le soutènement doit être mis en place au fur et à mesure de la progression du chantier à une distance plus ou moins grande du front d'attaque dans les terrains particulièrement difficiles ; Par contre dans d'autres cas la galerie est stable pendant l'excavation et les effondrements peuvent se produire ultérieurement (Panet, 1973).

Pour choisir un soutènement et notamment pour déterminer l'épaisseur du revêtement ; il faut aussi tenir compte du comportement à long terme des terrains, les déformations différées conduisent dans certains terrains à des sollicitations croissantes ; il convient donc d'étudier successivement le soutènement pendant les

travaux d'excavations et les sollicitations de soutènement à long terme, soit pendant la vie de l'ouvrage.

### 2.2.1 FONCTIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

Au cours de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistant dans le massif se canalisent sur le contour de l'excavation, en créant un "effet de voûte" qui rend possible la tenue de cette cavité tout au moins lorsque l'état des contraintes initiales et les caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain l'autorisent. Le rôle du soutènement est de permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité. (CETU, 1998b).

On peut classer trois fonctions du soutènement qui interviennent suivant le type de soutènement et de terrain :

- **Rôle de confinement :** les soutènements de cette catégorie sont le béton projeté et les boulons, c'est le fait de appliqué une pression de confinement sur le périmètre de l'excavation pour améliorer la résistance du soutènement et la stabilité de la roche.
- **Rôle d'armature :** est d'exercer un rôle de consolidation des terrains décomprimés et d'apporter une résistance à la traction, les soutènements de ce type sont des boulons à ancrage ponctuel et réparti.
- **Rôle de support :** pour cette classe on a des soutènements de types voussoirs, voûte parapluie et les cintres métalliques leur rôle est de bloquer et d'assurer la protection contre les chutes de massifs du toit et de supporter des charges appliquées par le terrain.

### 2.2.2 TYPES DE SOUTÈNEMENTS DE TUNNEL

D'après la classification de l'AFTES on distingue quatre catégories de soutènement (AFTES, 1993) :

1. Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant : Le béton projeté seul, Le béton projeté avec cintres réticulés.

2. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant : Boulons à ancrage ponctuel, Boulons à ancrage répartie, Tiges d'ancrage.
3. Les soutènements agissant par supportage : Cintres lourds, Cintres coulissants, Plaques métalliques assemblées, Voussoirs en béton, Voûte parapluie, Boucliers.
4. Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques : Injection de consolidation, Air comprimé, Congélation.

En ce qui suit, nous citerons brièvement quelques-uns de ces catégories de soutènement :

#### **2.2.2.1 Béton projeté**

Le béton projeté est le matériau de support le plus important dans les tunnels modernes. Il est appliqué et compacté à l'air comprimé par voie humide ou sèche, hydraté sur le support et durcit. Il est très flexible à utiliser et peut être facilement adapté aux exigences modifiées telles que l'excavation de face partielle de toute taille. Puisqu'il est normalement appliqué en couches minces, le support en béton projeté a initialement une faible résistance à la flexion et en raison de la grande capacité de fluage du béton frais, il peut s'adapter à des déformations plus importantes sans se fracturer. Il est normalement utilisé pour le support temporaire, il peut également être utilisé comme revêtement permanent. Le béton projeté peut être non armé, renforcé avec de la maille et ancré ou avec des fibres d'acier dans le mélange. Lorsqu'il est considéré comme du béton de construction offrant une certaine rigidité de support, des épaisseurs supérieures à 5 cm ou plus généralement de 15 à 40 cm doivent être utilisées (et encore plus dans des cas particuliers). (Maidl et al, 2013).



Figure 2.1 Profil de soutènement en Béton projeté (CETU, 1998b)

### 2.2.2.2 Boulonnage

La technique de renforcement des sols en place par barres en acier est apparue dans les années 50 dans les mines des États-Unis. En France, il a débuté au début des années 70 avec la réalisation d'un mur provisoire construit pour un élargissement de la voie ferrée Paris Versailles.

L'expérience française n'a alors cessé de s'enrichir du fait de la flexibilité d'emploi et de mise en œuvre de cette technique. Son application, en tant que renforcement radial, s'est notamment développée dans les chantiers souterrains en site difficile par le traitement des difficultés ponctuelles comme les chutes de bloc. L'extension de cette technique aux terrains de caractéristiques médiocres a conduit à l'utiliser de manière systématique comme soutènement radial définitif, en l'associant au béton projeté (Nouvelle Méthode Autrichienne).

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques et de longueur comprise entre 1,50 et 5 m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre.

Contrairement aux cintres qui agissent par supportage, les boulons agissent surtout par confinement, c'est-à-dire qu'ils développent le long de la paroi du tunnel, une contrainte radiale qui, même si elle est faible, permet d'augmenter dans des proportions très importantes la résistance du terrain dans la direction tangentielle. Même s'il a localement dépassé sa limite de rupture, le rocher est ainsi capable de



retrouver un nouvel état d'équilibre grâce à la formation de voûtes de décharge tout autour de l'excavation.

Les boulons agissent également comme armatures en améliorant la résistance au cisaillement du terrain fracturé et en lui conférant une sorte de cohésion fictive. On voit que le mode d'action du boulonnage est très différent de celui des cintres dans la mesure où, dans le premier cas, le terrain est aidé à se soutenir lui-même en utilisant ses propres capacités alors qu'il joue, dans l'autre cas, un rôle un peu plus passif.

Deux matériaux sont utilisés pour la fabrication de boulons : l'acier ou la fibre de verre ; le premier étant utilisé pour le boulonnage radial des tunnels alors que le second est associé au boulonnage frontal.



**Figure 2.2** Pose de boulons au front de taille (Trompille, 2003)

Les deux types de boulons d'ancrages qui existent : les boulons à ancrage ponctuel et les boulons à ancrage réparti.

### **2.2.2.3 Les cintres**

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.

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.

Il existe différents modèles de cintres :

- Les cintres en bois : ils sont de plus en plus rarement utilisés en raison du fait qu'ils nécessitent une main d'œuvre très qualifiée pour la mise en œuvre, ils sont réservés aux petits ouvrages ou ceux qui ont une forme irrégulière.
- Les cintres métalliques lourds : ils agissent comme des vrais soutènements dans la mesure où la section n'est pas très importante.
- Les cintres métalliques légers et coulissants : ils sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U.

Le profil le plus généralement utilisé de forme U évasé, dont la déformabilité est obtenue par le mode d'assemblage des éléments d'un même cintre qui permet le coulissement contrôlé des profils métalliques l'un contre l'autre, et on les utilise plus fréquemment en association avec le béton projeté et le boulonnage. Cet ensemble composite constituant en fait avec le terrain lui-même l'élément résistant destiné à assurer la stabilité provisoire ou même définitive de l'excavation. (AFTES, 1978).

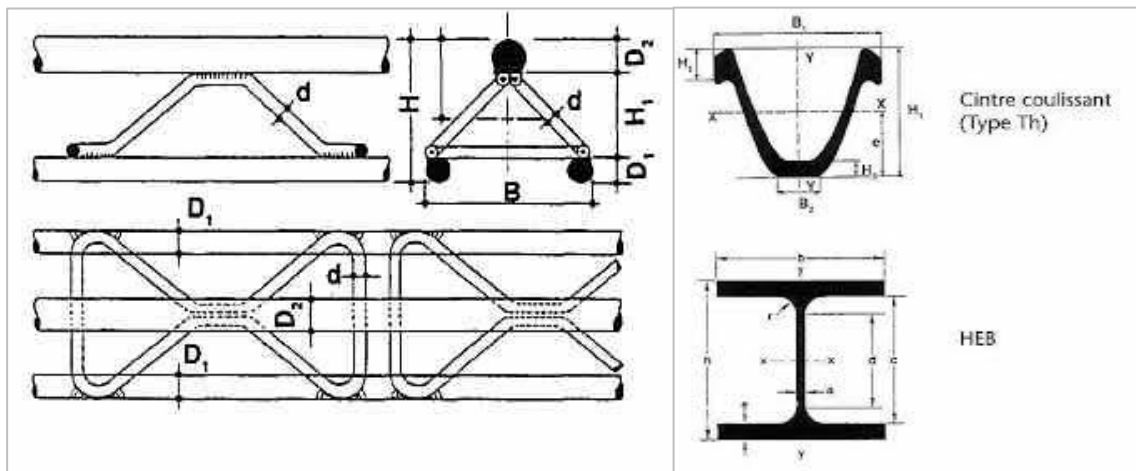


Figure 2.3 types des cintres (CETU, 1998c)

#### 2.2.2.4 Voûte parapluie

La méthode de la voûte parapluie est une technique de pré-soutènement, en amont de la face d'un tunnel, qui est obtenue en installant des tuyaux en acier ou en FRP

(Fiberglass Reinforced Plastic) à la limite d'un tunnel. Les tuyaux sont formés par un parapluie de forme tronconique et qui permet le chevauchement de deux parapluies adjacents. (Oreste, P, P. et D. Peila, 1998). Qui a pour objectifs d'assurer la stabilité et minimiser les tassements qui se produisent lors de l'excavation du tunnel et de maintenir la stabilité du front.

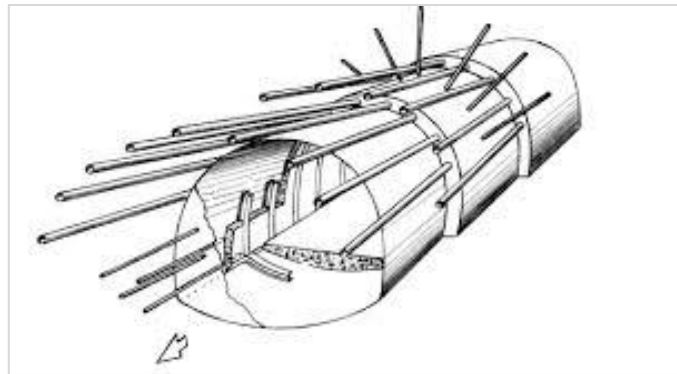


Figure 2.4 vue schématique de la voûte parapluie (Hoek E., 2001)

#### 2.2.2.5 Congélation

Dans les sols aquifères où même un affaissement minimal de la surface ne peut être toléré, comme à proximité de grands bâtiments, la méthode la plus fiable pour traiter l'excavation est de geler le sol puis de l'excaver. Le gel élimine à la fois les infiltrations et les écoulements de sol plastique. Il n'y a pas de limitation de la profondeur à laquelle la congélation peut être utilisée. La procédure consiste à enfoncer des tuyaux autour de la zone à creuser et à faire circuler une solution saline froide dans les tuyaux, ce qui permet de geler une paroi de terre. (Bickel et al, 1996).

#### 2.2.2.6 Revêtement par des voussoirs préfabriqués

Les voussoirs sont des éléments en béton préfabriqués, qui sont assemblés pour former un anneau et servir de revêtement du tunnel. Une caractéristique particulière du revêtement des voussoirs est donc, la proportion élevée de la construction formée par les joints. On peut les différencier en joints longitudinaux entre les voussoirs d'un anneau et en joints annulaires entre les différents anneaux. L'utilisation des voussoirs dans le forage de tunnels par tunnelier est essentielle chaque fois qu'il est impossible

d'obtenir la force de poussée nécessaire pour entraîner la machine parce que le serrage dans la roche est exclu par les propriétés de la roche. Dans de tels cas, les forces de poussée sont résistantes par le revêtement déjà en place, qui agit comme une butée dans la direction longitudinale du tunnel. Cela nécessite une capacité de charge immédiate, qui ne peut être assurée par un anneau de revêtement en béton projeté ou en béton coulé sur place. (Maidl et al, 2008).

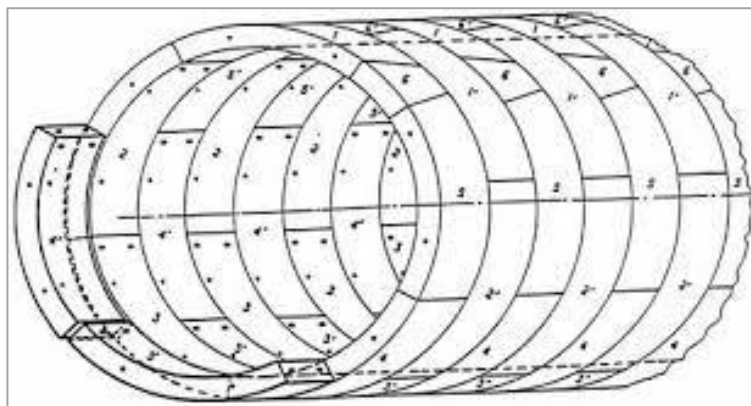


Figure 2.5 vue schématique d'un voussoir préfabriqué (CETU, 1998d)

### 2.2.3 TYPES DE SOUTÈNEMENTS DE TRANCHÉE

Pour la majorité des cas, on doit réaliser des ouvrages de soutènements verticaux de la tranchée, et il existe plusieurs techniques qui permettent de réaliser des soutènements provisoires des fouilles ou des soutènements permanents.

Les soutènements de tranchée les plus souvent utilisées sont :

Les murs classiques en béton armé, Parois moulées, Parois berlinoises, Soutènements par clouage, Rideaux de palplanches.

#### 2.2.3.1 Les murs classiques en béton armé

Ils sont généralement du type T renversé, peuvent constituer une solution bien adaptée en trémie dès que les conditions d'emprise et les conditions hydrogéologiques (absence de nappe ou terrains très peu perméables) permettent l'ouverture d'une fouille talutée. Ils peuvent convenir pour des hauteurs de tranchées

qui atteignent jusqu'à 7 à 8 mètres lorsque les qualités des sols de fondations ne sont pas trop médiocres. En effet, ils peuvent constituer une solution techniquement et économiquement bien adaptée s'ils sont fondés superficiellement. (SETRA, 2002).

### 2.2.3.2 Les Parois moulées

La réalisation d'ouvrages de soutènement en parois moulées dans le sol est une solution courante en site urbain, parce qu'elle répond bien aux problèmes particuliers d'emprise et d'environnement que pose souvent le site. Les parois moulées sont réalisables dans presque tous les terrains, en présence ou non de nappes souterraines et permettent d'atteindre de grandes profondeurs si cela est nécessaire. (SETRA, 2002).

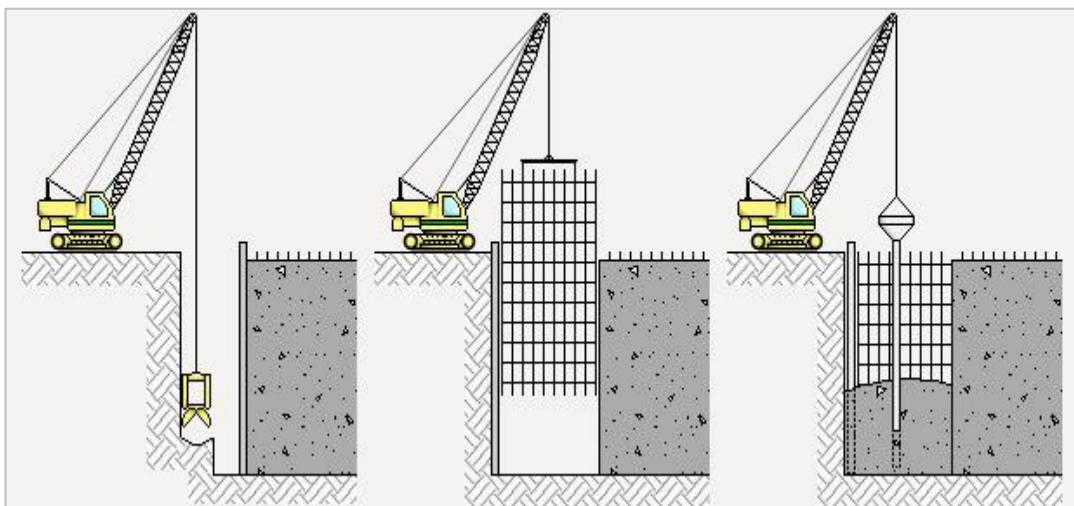
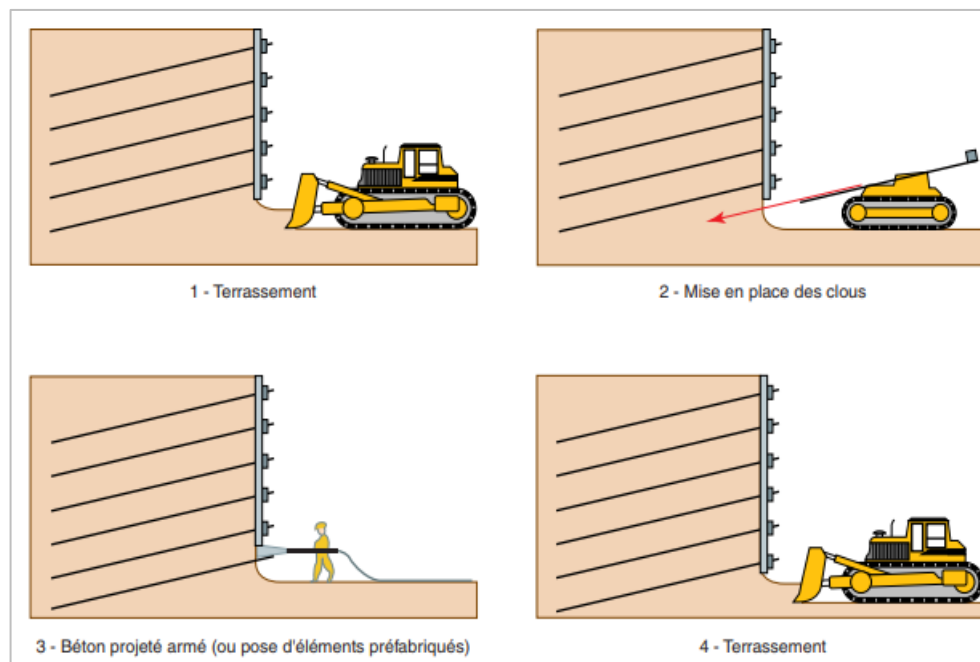


Figure 2.6 Méthode d'exécution de la paroi moulée [4]

### 2.2.3.3 Soutènements par clouage

La technique du clouage permet la réalisation d'excavations à parement vertical ou incliné, stabilisées par la mise en place d'armatures subhorizontales placées dans le massif au fur et à mesure du terrassement. Il s'agit dans la majorité des cas de soutènements provisoires (CETU, 1998c).



**Figure 2.7** Phases de réalisation de soutènement par clouage  
(Recommandations Clouterre, 1991)

#### 2.2.3.4 Rideaux de palplanche

Les rideaux de palplanches sont utilisés comme soutènement provisoire ou permanent.

Ils sont autos stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au-delà ils doivent être ancrés ou butonnés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution, cette technique est applicable dans tous les terrains meubles. (CETU, 1998c).

#### 2.2.4 RÔLE DU REVÊTEMENT DÉFINITIF

Le revêtement du tunnel, en tant que support final de la roche, doit garantir la stabilité, la durabilité et l'aptitude au service pendant toute la période d'utilisation du tunnel. Il sécurise l'intérieur contre la roche environnante, forme un joint d'étanchéité contre les entrées et sorties d'eau, transfère les charges intérieures des installations et du trafic. La conception et le plan de construction du revêtement dépendent des

exigences de l'utilisation du tunnel, des conditions de chargement et de construction. (Maidl et al., 2008).

### 2.2.5 ETANCHEITE DES TUNNELS

L'existence d'une nappe phréatique élevée ou de l'eau qui s'infiltré par le haut exige que les tunnels soient étanches. Une bonne conception de l'étanchéité est également impérative pour maintenir le tunnel au sec et réduire les entretiens futurs, et améliorer la durabilité du tunnel. Le système d'étanchéité doit être choisi en fonction des performances requises et de sa compatibilité avec le système structural. (Ezekiel Enterprises, 2017).

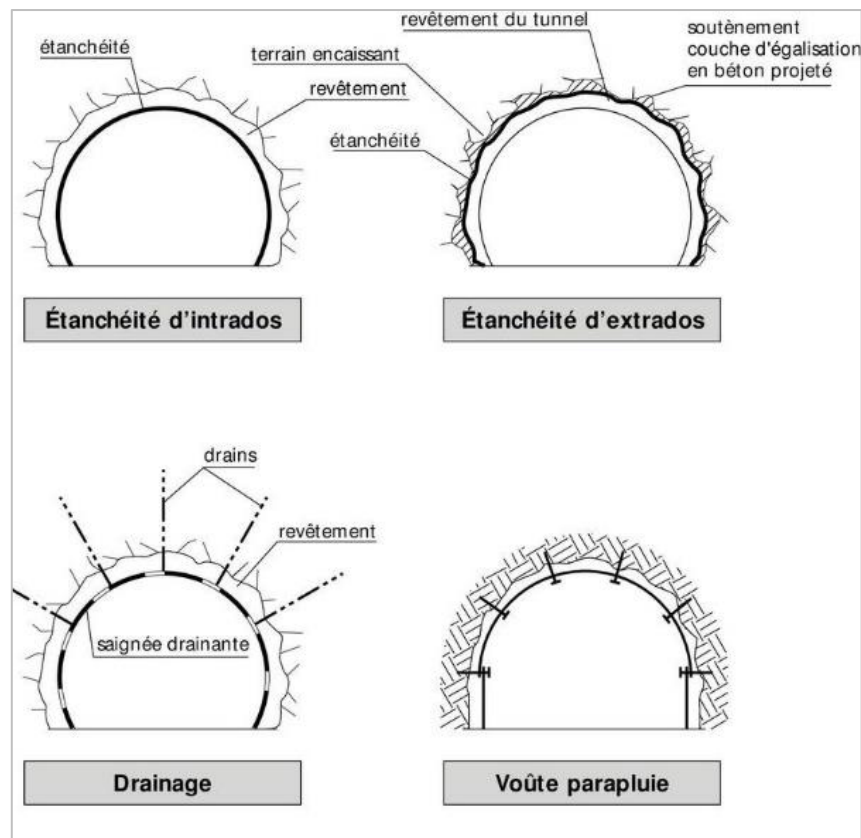


Figure 2.8 Principaux types d'étanchement. (CETU, 1998d)

## **2.3 METHODES DE CALCUL DES TUNNELS**

On peut distinguer trois types de méthodes de calcul des tunnels qui sont souvent utilisés : (Purwodihardjo, 2004).

1. Méthodes analytiques qui sont fondées sur des solutions analytiques en mécanique des milieux continus,
2. Méthodes empiriques qui sont fondées sur une classification géotechnique des roches,
3. Méthode de calcul numérique.

### **2.3.1 Méthodes empiriques**

Les méthodes empiriques sont fondées sur des corrélations entre, d'une part, l'identification physique et la classification des roches et, d'autre part, des caractéristiques de soutènement. Ces méthodes sont utilisées dans les études préliminaires et ne concernent que les ouvrages creusés dans les roches. Elles présentent l'avantage d'être simples et rapides, donc peu coûteuses, Néanmoins, leur emploi et l'interprétation des résultats nécessitent une certaine habileté de la part de l'ingénieur d'études et les méthodes les plus répandues sont : (A. Purwodihardjo, 2004).

#### **2.3.1.1 Recommandation de l'AFTES**

L'AFTES (groupe de travail N°1,1993) et le (groupe de travail N°7,1993) ont établies des recommandations pour une description des massifs rocheux et des recommandations relatives au choix du type de soutènement en galerie, Ces recommandations énumèrent les principaux critères relatifs au terrain encaissant, à l'ouvrage et à son mode d'exécution ainsi qu'à son environnement qui doivent être pris en compte pour effectuer le choix des soutènements. Pour chaque critère, un tableau indique, pour chaque type de soutènement, en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question. (CETU, 1998b).



**Tableau 2.1** Classification de la roche selon la résistance à la compression. (AFTES, 1993)

Catégorie	Désignation	Exemples	$\sigma_c$ (MPa)
R1	Roche de résistance très élevée	Quartzites et basaltes de résistance élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée	Granit très résistance, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 120
R2b		Granit, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies, conglomérats compacts	120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne, marnes compactes, conglomérats peu consistants	40 à 20
R4	Roche de faible résistance	Schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0,5
R5b	cohérents consolidés	Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	< 0,5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argiles, limons fins	X
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	X

### 2.3.1.2 La méthode de TERZAGHI

Terzaghi (1946) a proposé que le facteur de charge de la roche ( $H_p$ ) soit la hauteur de la zone d'ameublissement au-dessus du toit du tunnel, qui est susceptible de charger les arcs en acier.

Il a étudié les discontinuités structurelles des masses rocheuses. Une vaste expérience acquise dans les tunnels a montré que la roche qui se comprime est en réalité un sol qui se comprime, car une masse rocheuse articulée et faible s'effondre en cas de forte contrainte de surcharge et se comprime dans les tunnels. Terzaghi a combiné les résultats de ses expériences sur les trappes et les charges rocheuses estimées des tunnels alpins pour calculer les facteurs de charge rocheuse en termes de largeur et de hauteur du tunnel de la masse rocheuse détachée au-dessus de la couronne du tunnel **Figure 2.9**, qui charge les arcs en acier. Les facteurs de charge des roches pour l'ensemble des neuf classes de roches sont indiqués dans le Tableau 2.2. (Goel et Singh, 2016).

La formule utilisée est :

$$H_p = K(b + H_t) \quad (1)$$

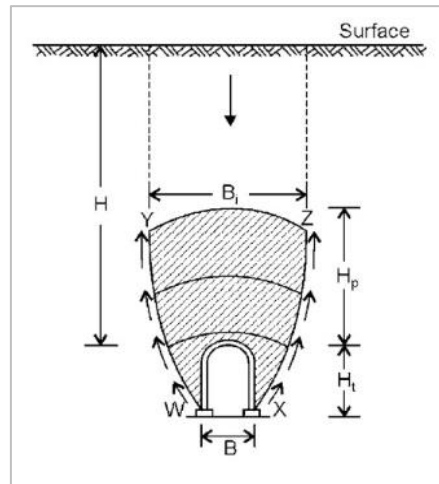
Avec :

$H_p$  : Hauteur de surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale (Tableau 2. 2).

$K$  : Coefficient variable avec la nature et la texture de terrain.

$b$  : Largeur du tunnel.

$H_t$  : Hauteur du tunnel.



**Figure 2.9** Le concept de Terzaghi (1946) de charge de roche dans les tunnels (Goel et Singh, 2016).

**Tableau 2.2** Hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel (Derghoum et Guerroui, 2016).

Nature de la roche	Charge $H_p$	Remarque
1. dure et intacte	0 à 0.25 $B$	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
2. dure et stratifiée	0 à 0.5 $B$	Soutènement léger
3. Massive avec quelques joints	0 à 0.25 $B$	La charge peut changer brusquement d'un point à un autre
4. modérément éboulouse	0.25 à 0.35 $(B + H_t)$	Pas de pression latérale
5. très éboulouse	0.35 à 1.10 $(B + H_t)$	Peu ou pas de Pression latérale
6. complètement broyée mais chimiquement intacte	1.10 $(B + H_t)$	Peu ou pas de Pression latérale
7. roche fluente à profondeur modérée	1.10 à 2.50 $(B + H_t)$	Grande pression latérale cintres circulaires recommandés
8. roche fluente à grande profondeur	2.10 à 4.50 $(B + H_t)$	Grande pression latérale cintres circulaires recommandés
9. roche gonflante	Jusqu'à 75 m indépendant de $(B + H_t)$	Cintres circulaire dans les cas extrêmes utilisé des cintres coulissants

### 2.3.2 Méthodes analytiques

Cette méthode se base sur l'étude de façon analytique des déplacements dans un massif du sol pendant l'excavation. Le calcul analytique est d'autant plus utile qu'il permet d'obtenir des ordres de grandeur et de réaliser les études paramétriques suivantes : la géométrie du tunnel, la stratigraphie, la loi de comportement du sol, l'état initial de contraintes et les conditions aux limites et les méthodes analytiques souvent utilisées sont : (Dolzhenko, 2002)

#### 2.3.2.1 La méthode des réactions hyperstatiques

Cette méthode est adaptée à l'étude du comportement du soutènement soumis à des forces extérieures, qui représentent l'action du massif de sol ou de roche. On distingue alors des charges dites «actives» qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieures ou extérieures, poussées du terrain) et des charges dites «passives» qui sont des réactions hyperstatiques dépendant de la déformation (ce sont classiquement les réactions de butée du terrain).

Les déformations et les efforts (M, N, T) du revêtement sont calculés par les formules de la résistance des matériaux. Les déformations du sol derrière le soutènement sont représentées à l'aide de modules de réaction, qui supposent que la réaction en un point dépend linéairement du déplacement de ce point. L'approximation de base de ces méthodes est que tous les facteurs liés au massif de sol (déformabilité, état initial, etc.) sont modélisés par les forces extérieures et par les modules de réaction. Le coefficient K dépend des caractéristiques du terrain mais aussi du rayon moyen de l'excavation et de sa forme. (Purwodihardjo, 2004).

$$K = \frac{E}{(1 + \nu)R} \quad (2)$$

Avec :

$E$  : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$R$  : Rayon de l'excavation.

Cette méthode privilégie l'analyse de la structure de soutènement, et ne permet pas d'estimer les déformations du terrain.

### 2.3.2.2 La méthode Convergence-confinement

La méthode Convergence Confinement (CV-CF) est un outil de base et largement utilisé pour la conception préliminaire des structures de soutènement souterraines. Basé sur l'analyse des contraintes et des déformations autour d'un tunnel, il donne un aperçu de l'interaction entre le soutènement et le sol au moyen d'un modèle de déformation plane du creusement du tunnel.

La méthode CV-CF a été développée à l'origine pour les tunnels circulaires avec front de taille creusés dans un sol homogène dans des conditions de pression isotrope où les effets de la gravité peuvent être ignorés, le comportement mécanique de la roche est considéré comme instantané. (De La Fuente Mata, 2018).

- **Courbe de convergence.**

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain que se déconfiner progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une pression fictive en paroi. Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front.  $P_i$  Varie ainsi de  $\sigma_0$  à 0, de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné. L'évolution de  $P_i$  est donc gouvernée par la distance  $x$ , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où  $x=0$ ). (F. Martin, 2007) On écrit :

$$P_i = (1 - \lambda(x))\sigma_0 \quad (3)$$

$\sigma_0$  : La contrainte initiale du terrain ( $\sigma_0 = \gamma \times h$ ).

$\lambda(x)$  : Taux de déconfinement, il dépend de la distance ( $x$ ) au front de taille ainsi que de la loi de comportement du massif, il varie de zéro à 1, calculé par la formule suivante :

$$\lambda(x) = \alpha + (1 - \alpha) \left( 1 - \left[ \frac{m_0 R}{m_0 R + x} \right]^2 \right) \quad (4)$$

Avec :

$m_0$  Et  $\alpha$  sont des constantes (respectivement 0,25 et 0,75).

$R$  : rayon d'excavation.

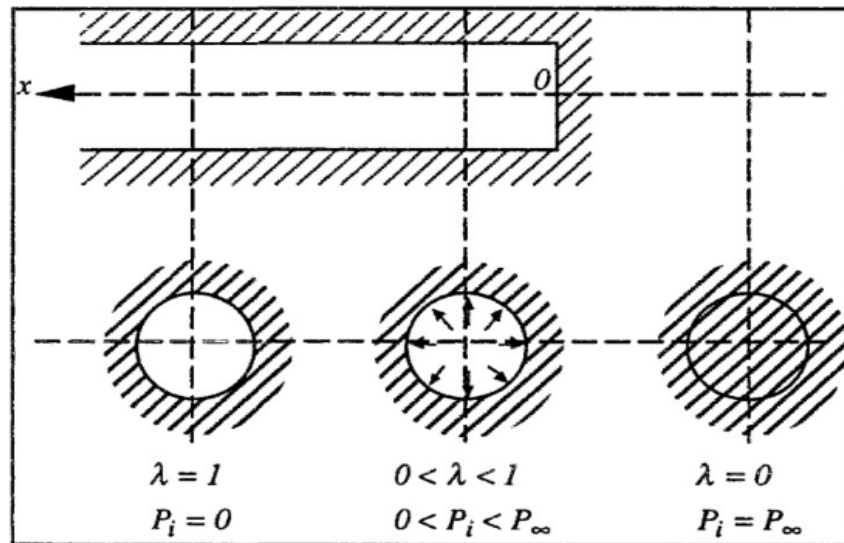


Figure 2.10 principe du taux de déconfinement (Panet ,1995).

- **Courbe de confinement.**

Une deuxième courbe est requise pour la méthode. Il s'agit de la courbe de confinement, qui va permettre de caractériser le comportement du soutènement sous son chargement. Le chargement considéré est purement radial, il s'agit d'une pression appliquée sur tout le pourtour extérieur de la structure. Le calcul du déplacement radial  $U_{smax}$  en fonction de la pression appliquée  $P_{smax}$  permet de tracer la courbe de confinement sur un graphe identique à celui de la courbe de convergence (Figure 2.11). On distingue également deux phases dans les modèles classiques : (Martin, 2007)

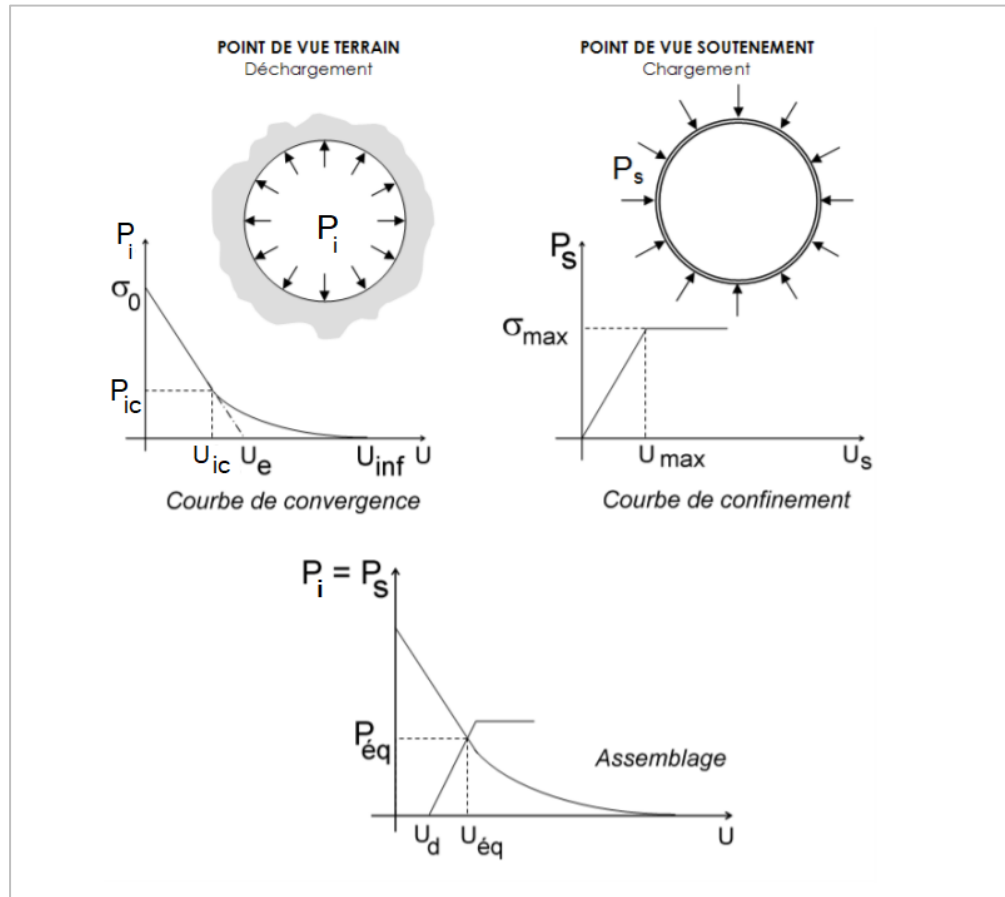


Figure 2.11 Courbes de convergence, de confinement et assemblage (Martin, 2012)

### 2.3.3 Méthodes numériques

Les méthodes numériques en génie civil permettent le calcul de structures complexes. En ce qui concerne les ouvrages souterrains, divers paramètres peuvent être pris en compte, comme par exemple la profondeur, la géométrie de l'ouvrage, le phasage de l'excavation, l'hétérogénéité du massif et le comportement non linéaire du terrain et du soutènement. Évidemment, un calcul analytique ne peut aboutir dans ces cas, et c'est là tout l'intérêt du calcul numérique car il repose sur un traitement des équations de base de la mécanique. Celui-ci a connu un développement considérable depuis les années soixante grâce au développement des outils informatiques. (I. Benamar, 1996).

Il existe quatre méthodes numériques souvent utilisées :

1. Méthode des éléments finis.
2. Méthode des différences finis.

3. Méthode éléments distincts.
4. Méthode de frontière.

## **2.4 CONCLUSION**

À travers ce chapitre, nous avons exposé une partie de l'état de l'art dans le domaine du soutènement des ouvrages souterrains. Les différents types ont été présentés et détaillés. Quelques méthodes de calcul ont été mises en évidence pour avoir une idée sur le mode de dimensionnement de ces derniers.

Il faut reconnaître que durant les dernières décennies, des évolutions dans la conception et la réalisation des ouvrages souterrains ont été menées parallèlement à celles des soutènements, ce qui a donné un essor important à cette catégorie de construction mené en parallèle avec un avancement des moyens de calculs numériques utilisant des logiciels très bien adaptés aux différentes situations ainsi des méthodes de modélisation et du dimensionnement ont été développés.

Le chapitre suivant sera consacré à des modélisations d'ouvrages souterrains suivi d'études paramétriques liées à l'effet du soutènement sur la stabilité de ces ouvrages.

## CHAPITRE 03

# **Modélisation numérique de l'effet du soutènement sur la stabilité des ouvrages souterrains**



### 3.1 INTRODUCTION

Comme continuité à l'étude bibliographique, nous proposons dans ce chapitre une étude numérique de l'influence du soutènement sur la stabilité des ouvrages souterrains. Nos analyses se sont surtout focaliser sur les tunnels vus les difficultés attribuées à ce type de construction comparant à l'autre type.

Dans le but d'analyser correctement cet effet, deux caractéristiques du soutènement ont été modifiées ; on parle de l'épaisseur ( $d$ ) et du module d'élasticité ( $E$ ).

L'étude a porté sur l'analyse des tassements en surface et les déplacements au niveau de la clé de l'excavation plus spécialement, les moments fléchissant au niveau du soutènement vont être analysés en parallèle.

Pour atteindre cet objectif, le travail présenté dans ce chapitre s'est porté sur les points suivants :

- Étude de deux profils de sol, l'un hétérogène et l'autre homogène afin de voir l'influence de la nature du sol sur les résultats.
- Étude paramétrique consacrée à l'épaisseur du soutènement ( $d$ ).
- Étude paramétrique consacrée au module d'élasticité  $E$ .

### 3.2 PRÉSENTATION DU 1<sup>er</sup> CAS D'ÉTUDE- SOL HÉTÉROGÈNE

Comme premier cas de modélisation, nous proposons d'étudier l'effet du soutènement sur la stabilité d'un tunnel construit dans un sol hétérogène.

Le modèle étudié est schématisé sur la figure (3.1). Il consiste à un tunnel circulaire de diamètre  $D=10$  m, situé à une profondeur de  $H=20$  m. le tunnel est creusé à l'aide de la technique TBM où le soutènement se caractérise par des voussoirs en béton

Le profil géotechnique est constitué de quatre couches, la partie haute du domaine (7m) est constituée d'une argile molle dont les caractéristiques mécaniques sont médiocres, sous cette couche on trouve du sable de 3m d'épaisseur, une couche autre couche d'argile raide de 10m d'épaisseur se situe au-dessous, le tout reposant sur du sable dense très rigide de 25m d'épaisseur.

Les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux. Ces modèles sont traités en utilisant le critère Mohr-Coulomb.

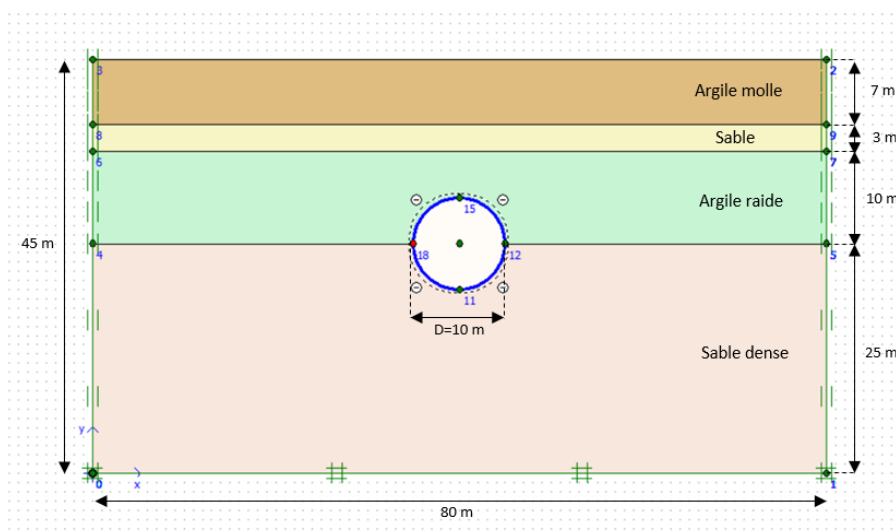


Figure 3.1 Définition du 1<sup>er</sup> cas d'étude

Les caractéristiques des matériaux suivantes ont été adoptées ;

Tableau 3.1 Caractéristiques du sol

Paramètres du sol	Unités	Argile molle	Sable	Argile raide	Sable dense
Modèle type		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Type de comportement		Drainé	Drainé	Drainé	Drainé
Poids volumique sec	KN/m <sup>3</sup>	15	16,5	16	17
Poids volumique humide (KN/m <sup>3</sup> )	KN/m <sup>3</sup>	18	20	18,5	21
Module de Young (KN/m <sup>2</sup> )	KN/m <sup>2</sup>	1000	80000	10000	120000
Coefficient de poisson	-	0,33	0,3	0,33	0,3
Cohésion	KN/m <sup>2</sup>	20	1,0	15	1,0
Angle de frottement	(°)	25	31	25	30
Angle de dilatance	(°)	0,0	0,0	0,0	0,0

Tableau 3.2 Caractéristiques du revêtement

Paramètres		Unité
Type de comportement	élastique	-
Rigidité normale	$1,4 \cdot 10^7$	kN/m
Rigidité de flexion	$1,43 \cdot 10^5$	kNm <sup>2</sup> /m
Épaisseur	0,35	m

Le maillage retenu présenté dans la figure (3.2) est triangulaire. Dans cet exemple l'élément à 15 nœuds est employé. En raison de la symétrie du modèle, seulement la moitié de la géométrie sera modélisée.

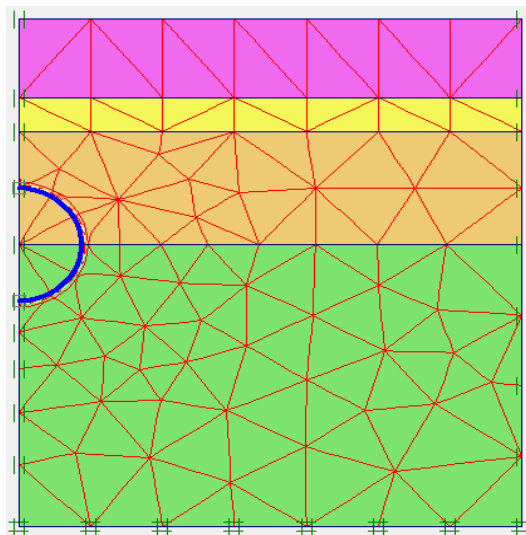


Figure 3.2 Maillage retenu

Dans le travail présenté, nous allons exposer et commenter les résultats concernant les tassements en surface et les déplacements verticaux au niveau de la clé du tunnel, nous proposons de modifier l'épaisseur et le module d'élasticité longitudinal du soutènement en vue de voir l'influence de ces paramètres sur la stabilité de l'ensemble (massif, excavation).

Les épaisseurs étudiées seront :  $d=0,35\text{m}$ ,  $0,50\text{m}$  et  $1,5\text{m}$ . Quant aux modules d'élasticité ; les valeurs suivantes seront adoptées : 20, 30 et 40Gpa.

### 3.3 RÉSULTATS ET ANALYSES DES MODÉLISATIONS

#### 3.3.1 Résultats pour une épaisseur du soutènement de $d=0,35\text{m}$

La déformée du maillage est illustrée sur la figure (3.3). On voit clairement les tassements en surface décrits par un tassement maximum au niveau de l'axe du tunnel d'environ 65mm. La déformée du revêtement montre une forme ovale (résultat bien connu dans les tunnels).

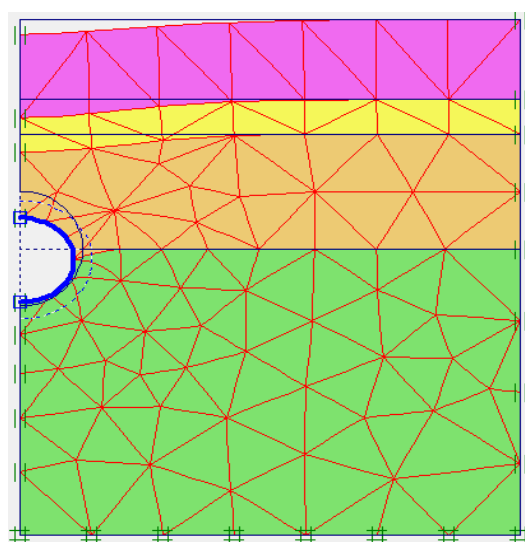


Figure 3.3 La déformée du maillage

L'allure de la courbe des déplacements verticaux est illustrée sur la figure (3.4), au niveau de l'axe du tunnel le déplacement maximum est égal à 11,4cm. C'est une valeur qui diminue en s'éloignant de l'axe du tunnel.

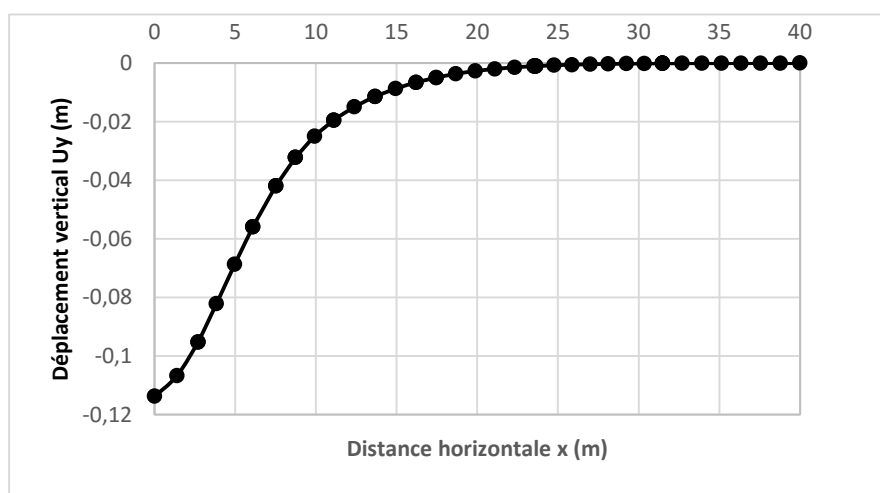


Figure 3.4 Déplacement vertical en clé de voûte ( $d=0,35\text{m}$ )

### 3.3.2 Résultats pour une épaisseur de soutènement de $d=0,5\text{m}$

Nous avons augmenté l'épaisseur du soutènement à 0,5 m, le résultat sur la figure (3.5) a été trouvé, il montre la déformée du maillage dont le tassement maximum est de l'ordre de 61mm.

Au niveau du soutènement (en clé de voute), le déplacement vertical est plus important, il est de l'ordre de 10,5cm.

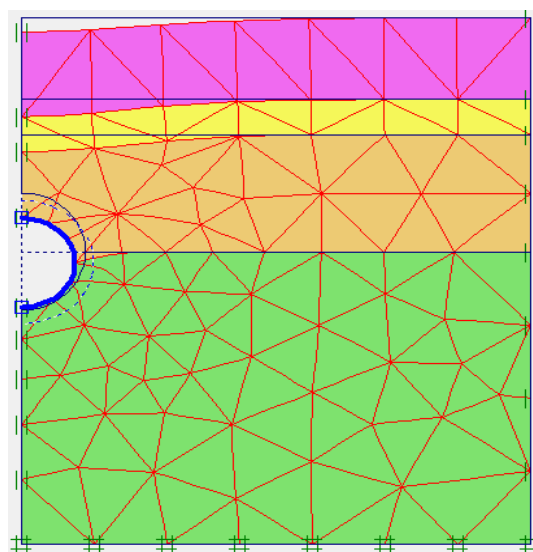


Figure 3.5 Déformée du maillage

La courbe des déplacements verticaux est illustrée sur la figure (3.6),

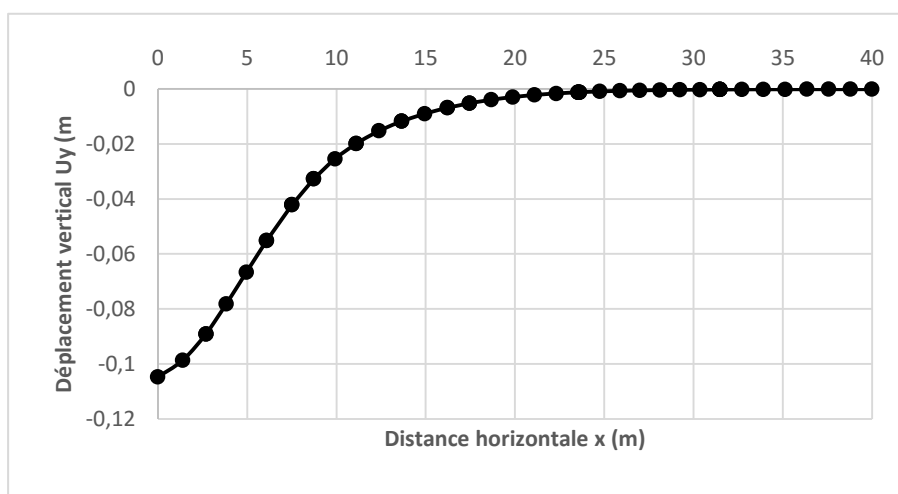


Figure 3.6 Déplacement verticale au niveau de la clé de voûte (d=0,5m)

### 3.3.3 Résultats pour une épaisseur de soutènement de d=1,5 m

À d=1,5m d'épaisseur de soutènement, nous avons obtenu les déformations suivantes (figure (3.7)).

Au niveau de la surface, le tassement est égal à 56mm. Tandis qu'au niveau de la clé de voute, le déplacement obtenu est toujours plus important, il est de l'ordre de 91mm.

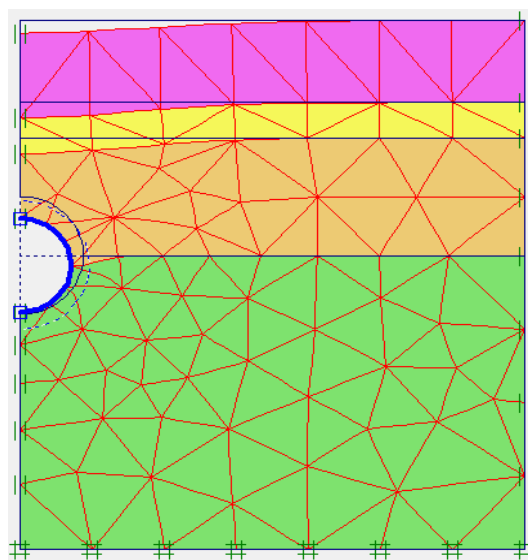


Figure 3.7 La déformée du maillage

La courbe suivante montre les déplacements en clé de voûte du tunnel.

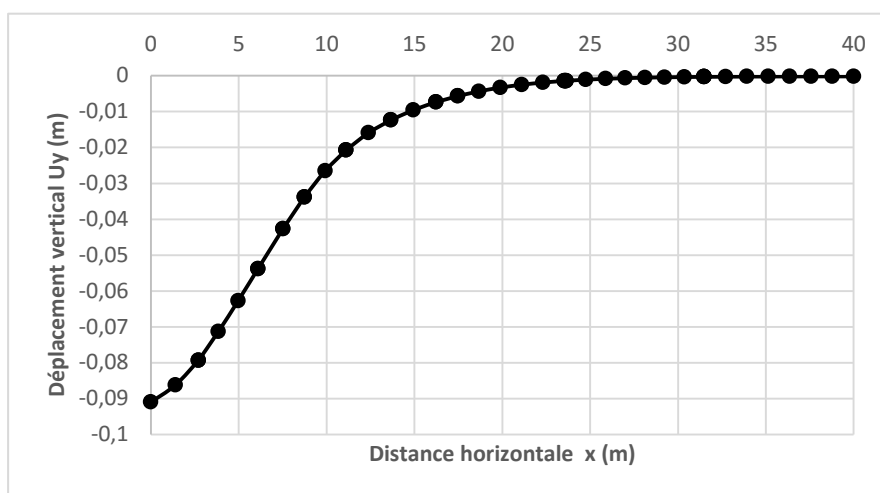


Figure 3.8 Déplacement vertical en la clé de voûte (d=1,5m)

Le tableau (3.3) récapitule les déplacements verticaux en surface et en profondeur en fonction des trois épaisseurs étudiées.

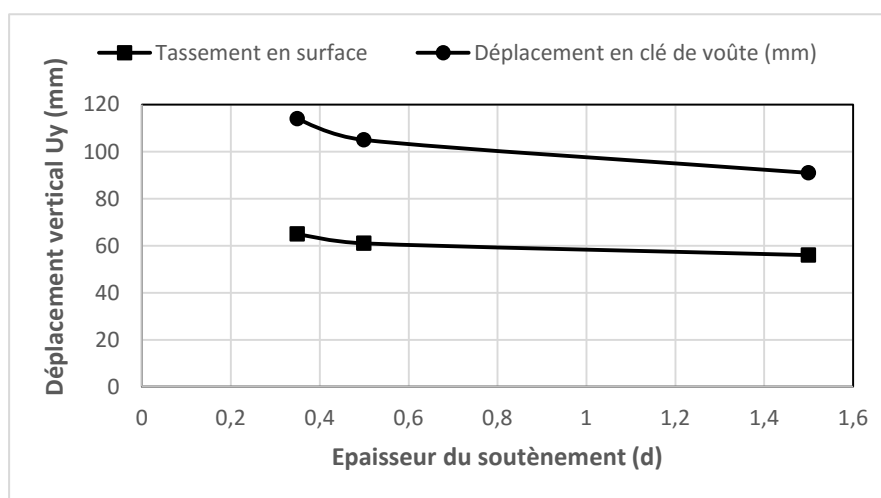
Tableau 3.3 Déplacements verticaux en fonction de l'épaisseur d.

Épaisseur du revêtement (m)	Tassement en surface (mm)	Déplacement vertical en clé de voûte (mm)
0,35	65	114
0,5	61	105
1,5	56	91

On remarque que les valeurs de tassement maximum pour nos 3 choix d'épaisseur de soutènement sont dans la fourchette de 56mm à 65mm et les résultats du déplacement vertical en clé de voûte sont entre 91mm et 114mm.

Ceci dit, ces valeurs diminuent avec l'augmentation de l'épaisseur.

Pour plus de résultats, les déplacements du sol en surface et en profondeur au niveau du soutènement ont été mise en évidence dans un seul graphe (figure 3.9) en vue d'une comparaison.



**Figure 3.9** Comparaison entre courbes de déplacement vertical en fonction de l'épaisseur d : tassement en surface et déplacement en clé

Grace à ces résultats, nous avons pu conclure que le soutènement dont l'épaisseur est de  $d=1,5m$  est le plus favorable pour la stabilité de l'excavation car les déformations sont moins importantes que ce soit en surface ou au niveau du soutènement. L'augmentation de l'épaisseur a augmenté la stabilité. Quant au soutènement lui-même, nous avons présenté les moments fléchissant obtenus sur la figure (3.10). Les valeurs varient de  $304kN.m$  à  $1030kN.m$  (Tableau 3.4) et elles augmentent proportionnellement avec l'augmentation de l'épaisseur à l'inverse des déplacements qui diminuent avec cette augmentation.

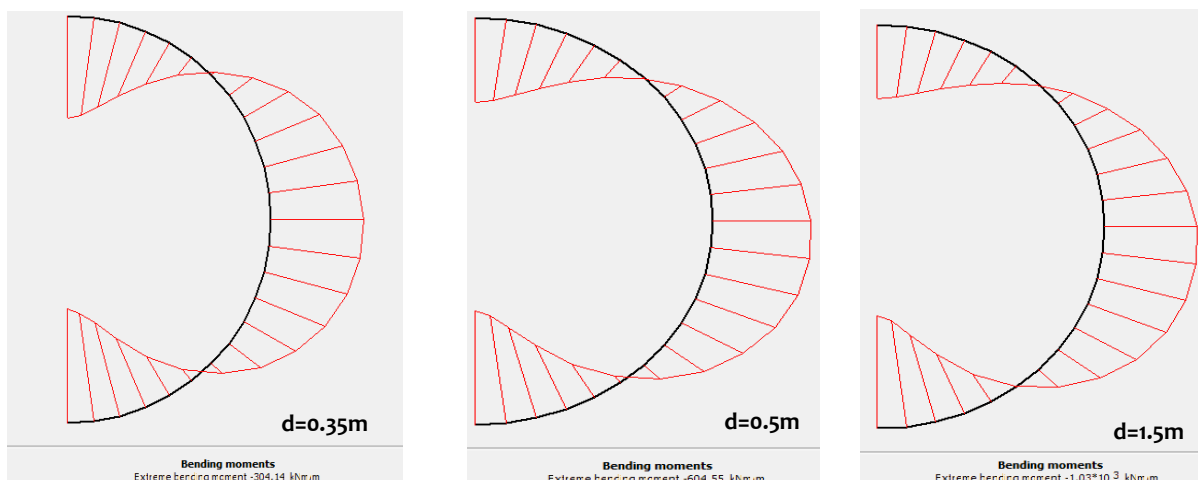


Figure 3.10 Moments fléchissant au niveau du soutènement en fonction de d

Tableau 3.4 Moments fléchissant en fonction de l'épaisseur du soutènement choisi

d (épaisseur du revêtement)	Moment Fléchissant (kN.m)
0,35	304
0,5	604
1,5	1030

Les différentes cuvettes sont regroupées sur la figure (3.11)

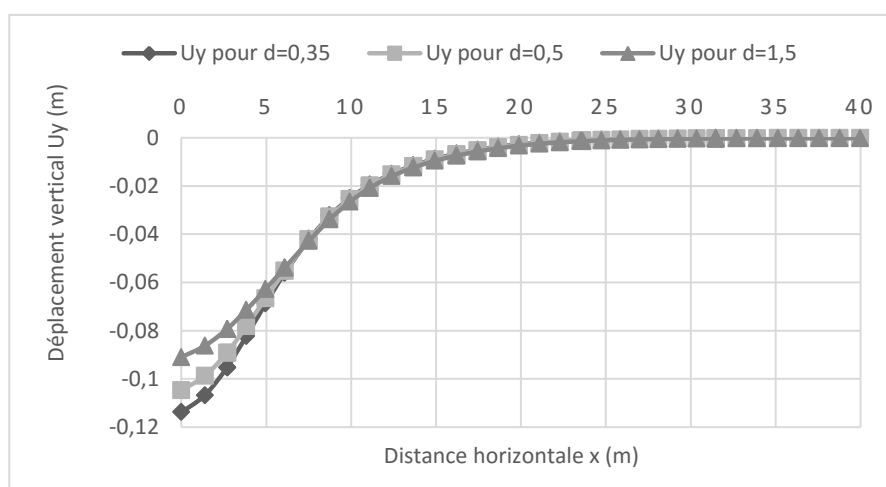


Figure 3.11 Déplacements verticaux au niveau de la clé de voûte (d=0,35m, 0,5m, 1,5m)



Dans ce qui suit, le module de Young ( $E$ ) sera modifié en gardant la même épaisseur fixe de  $d=0,35\text{m}$  et ceci en vue de faire une étude paramétrique autour de ce paramètre, le résultat statuerait l'effet de ce module sur la stabilité de l'ouvrage ainsi que le massif encaissant.

Les valeurs adoptées sont  $E=20$  et  $30\text{GPa}$ , quant au modèle de référence, il a été calculé à  $E=40\text{GPa}$  plus haut.

### 3.3.4 Résultats pour un module d'élasticité $E=20\text{GPa}$

La figure (3.12) montre les déformations du massif et du soutènement pour un module d'élasticité de  $E=20\text{GPa}$ .

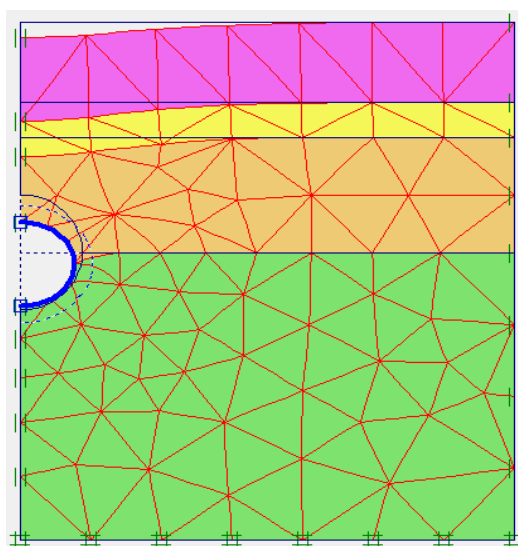


Figure 3.12 Déformée du maillage

Les analyses ont donné un tassement maximum en surface de  $6,7\text{cm}$  tandis que celui au niveau de la clé de voute, il est égal à environ  $11,9\text{cm}$  (figure 3.13).

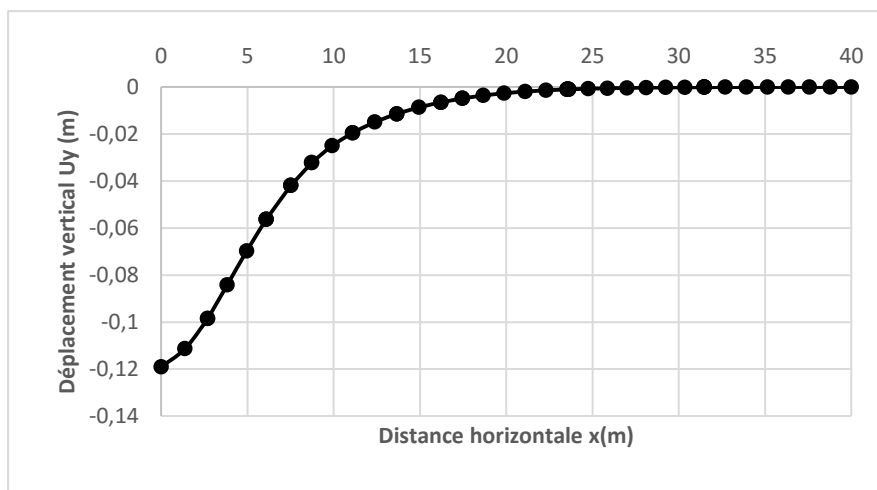


Figure 3.13 Déplacement vertical au niveau de la clé de voûte (E=20GPa)

### 3.3.5 Résultats pour un module d'élasticité E=30GPa

Les figures (3.14) et (3.15) montre les déformations en surface et en clé de voute. On a un tassement de 6,6cm en surface et un déplacement de 11,6cm en clé de voute.

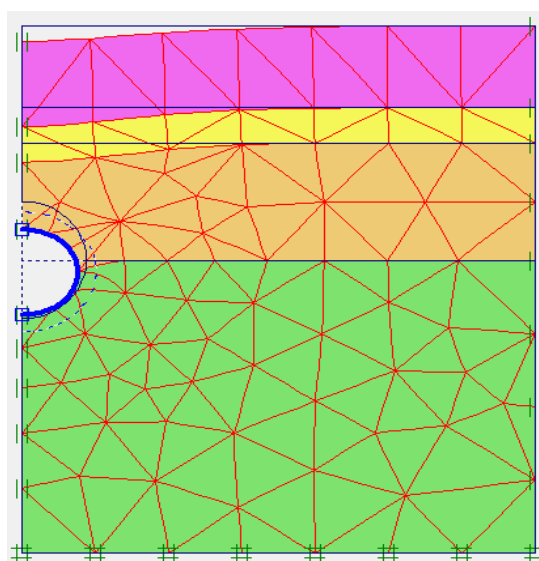
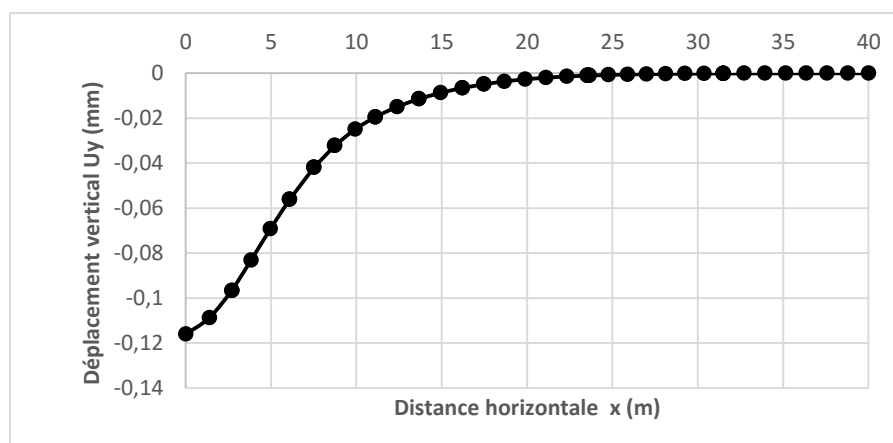


Figure 3.14 La déformée du maillage



**Figure 3.15** Déplacement verticale au niveau de la clé de voûte ( $E=30\text{GPa}$ )

Le (Tableau 3.5) résume les résultats des trois modules d'élasticité du soutènement choisies. Les résultats marqués sont entre 65mm et 67mm pour le tassement en surface et de 114 à 119 mm pour le déplacement en clé.

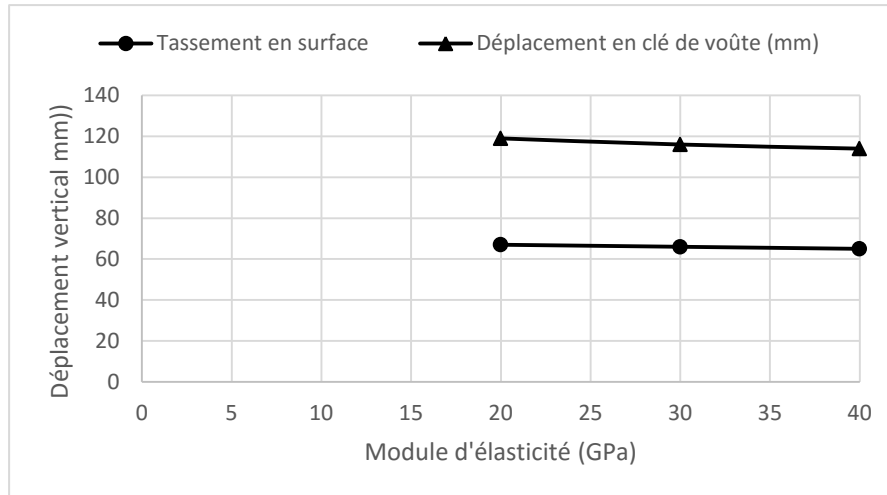
On remarque bien que ces valeurs diminuent avec l'augmentation de la valeur du module d'élasticité.

Ce résultat met en évidence l'importance de la rigidité du soutènement sur la stabilité de l'excavation et celle du massif encaissant.

**Tableau 3.5** Déplacement vertical en fonction du module d'élasticité E.

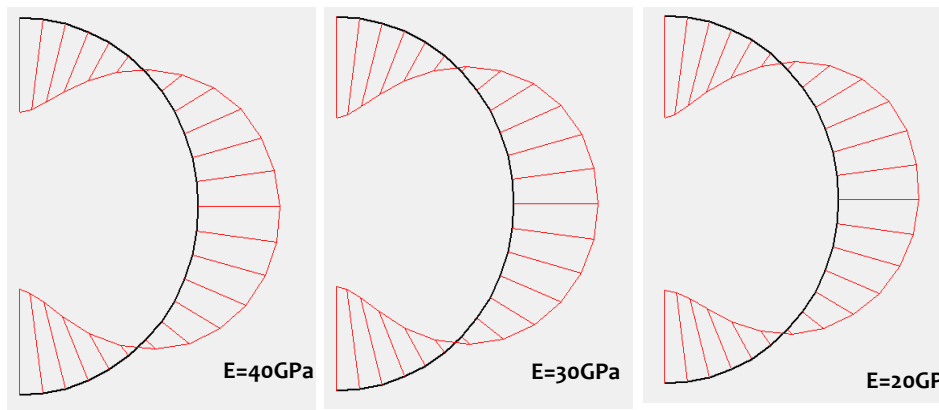
Module d'élasticité (GPa)	Tassement en surface (mm)	Déplacement vertical en clé de voûte (mm)
20	67	119
30	66	116
40	65	114

Une comparaison entre les courbes de déplacement vertical et le tassement en surface maximums en fonction de l'épaisseur est présentée sur la figure ci-dessous. Les tassements en surface sont nettement inférieurs aux déplacements au niveau du soutènement.



**Figure 3.16** Comparaison entre déplacements verticaux en fonction de E : Tassement en surface et Déplacement en clé

Les moments fléchissant obtenus pour l'étude paramétrique liée au module de Young sont illustrés sur la figure (3.17) et tableau (3.6). Les valeurs varient de 180kN.m à 304kN.m. Elles augmentent proportionnellement avec l'augmentation de l'épaisseur.



**Figure 3.17** Moments fléchissant au niveau du soutènement en fonction de E

**Tableau 3.6** Moments fléchissant en fonction de l'épaisseur du soutènement choisi

E (Module d'élasticité)	Moment fléchissant (kN.m)
20	180
30	238
40	304

La figure (3.18) récapitule les trois études liées à l'analyse des déplacements verticaux en clé de voûte en fonction des différentes épaisseurs 0,35-0,5-1,5m.

Nous constatons

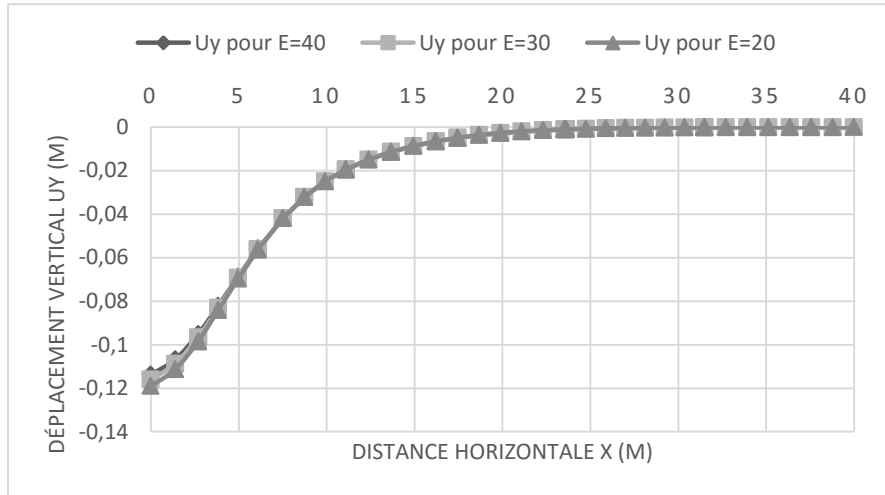


Figure 3.18 Déplacements verticaux au niveau de la clé de voûte ( $E=20, 30, 40$ GPa)

### 3.4 PRÉSENTATION DU 2<sup>ème</sup> CAS D'ÉTUDE- SOL HOMOGENÈ

Comme complément à la première analyse, ce 2<sup>ème</sup> cas d'étude sera consacré à un sol homogène avec les caractéristiques du sable cité plus haut (Voir tableau 3.1),

Le même raisonnement sera suivi pour les différentes épaisseurs :  $d=0,35, 0,5$  et  $1,5$ m et les modules d'élasticité :  $E=20, 30$ et  $40$ GPa.

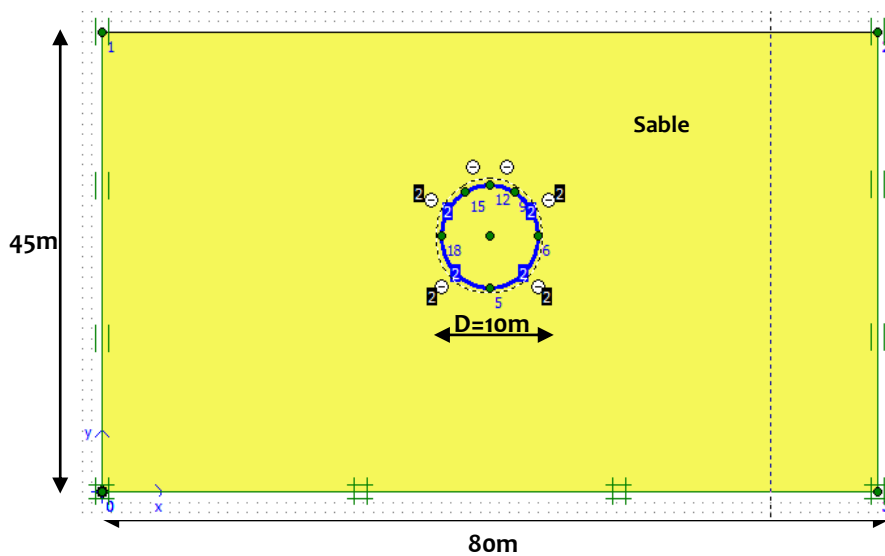


Figure 3.19 Définition du 2<sup>ème</sup> cas d'étude

Le maillage retenu présenté dans la figure (3.2) est triangulaire. Dans cet exemple l'élément à 15 nœuds est employé. En raison de la symétrie du modèle, seulement la moitié de la géométrie sera modélisée.

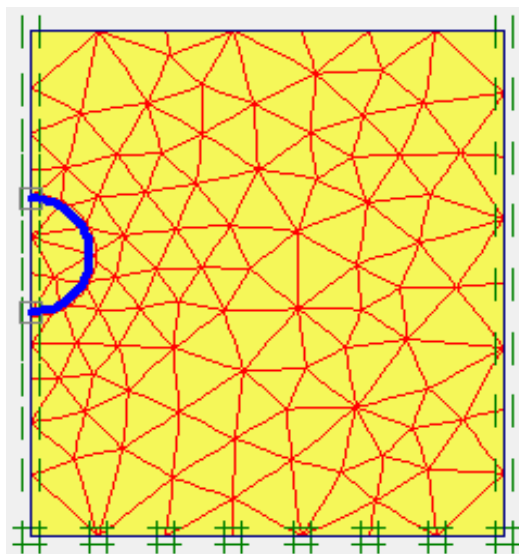


Figure 3.20 Maillage retenu

Les épaisseurs étudiées et les valeurs du module d'élasticité seront les mêmes que celles du premier cas.

### 3.5 RÉSULTATS ET ANALYSES DES MODÉLISATIONS

#### 3.5.1 Résultats pour une épaisseur de soutènement de $d=0,35$ m

La déformée du maillage est illustrée sur la figure (3.21). On voit clairement les tassements en surface décrits par un tassement maximum d'environ 65mm. La déformée du revêtement montre une forme moins déformée que celle trouvée dans le cas du massif de sol hétérogène (résultat bien connu dans les tunnels).

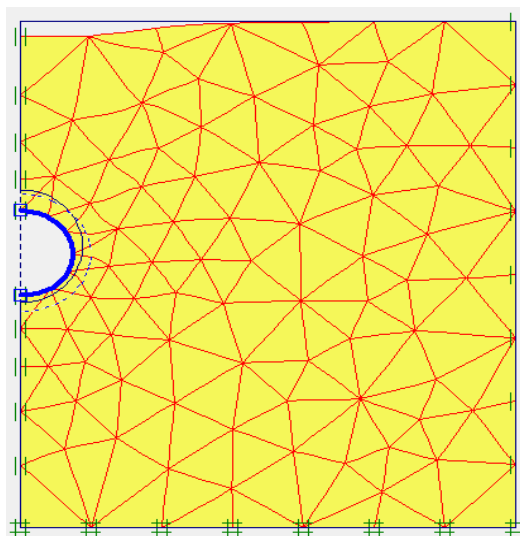


Fig. 3.21 La déformée du maillage

L'allure de la courbe des déplacements verticaux est illustrée sur la figure (3.21), au niveau de la surface le tassement maximum est de 69mm tandis qu'à l'axe du tunnel le déplacement maximum est égal à 91cm.

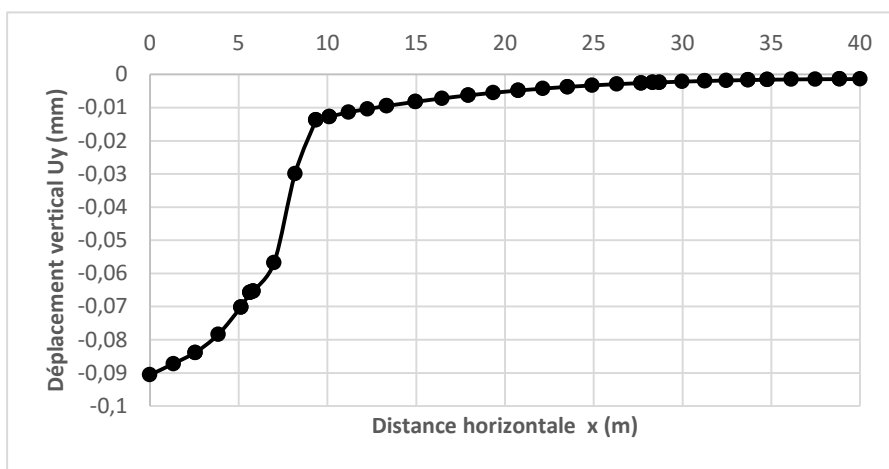


Figure 3.22 Déplacement verticale au niveau de la clé de voûte

### 3.5.2 Résultats pour une épaisseur de soutènement de $d=0,5$ m

La figure (3.22) montre la déformée du maillage et du soutènement. Elle montre que au niveau du soutènement (en clé de voûte), le déplacement vertical est plus important, il est de l'ordre de 89mm. Ce résultat est moins significatif comparé au massif hétérogène.

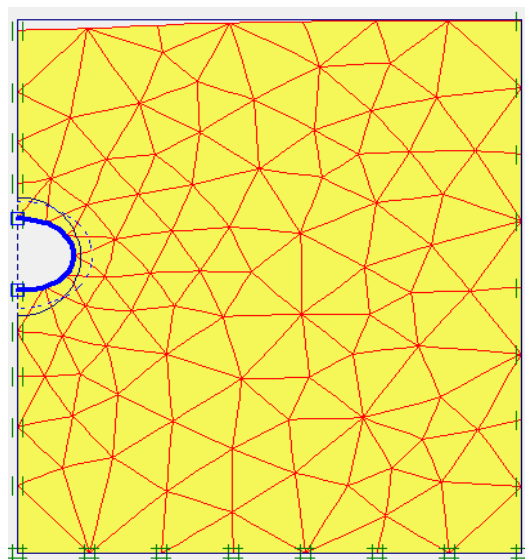


Figure. 3.23 La déformée du maillage

Pour le cas d'un soutènement de  $d=0,5$  m, on a un tassement de la terre de 68mm.

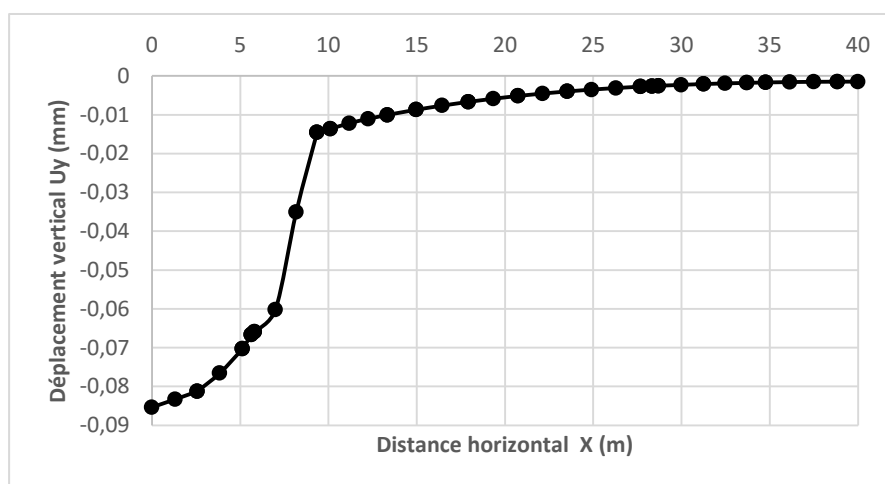


Figure 3.24 Déplacement verticale au niveau de la clé de voûte

### 3.5.3 Résultats pour une épaisseur de soutènement de $d=1,5$ m

Les figures (3.24) et (3.25) montre les déformations dans le massif et au niveau du soutènement. À  $d=1,5$ m d'épaisseur de soutènement, ces déformations ont atteint les 65mm en surface et les 85mm en clé (au niveau du soutènement).



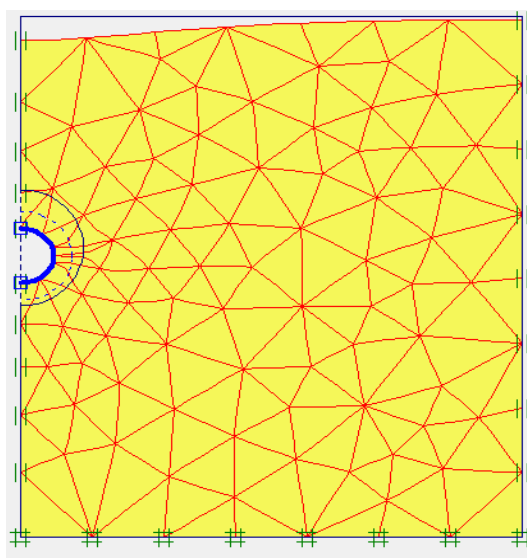


Fig. 3.25 La déformée du maillage

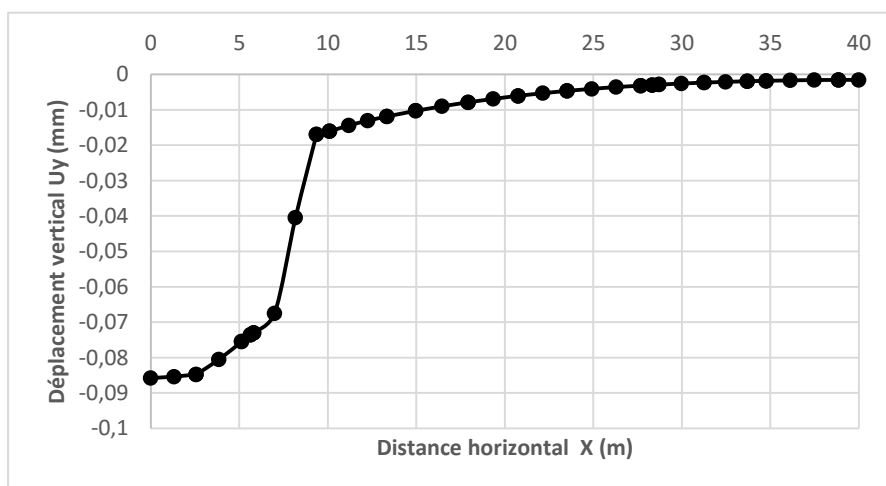


Figure 3.26 Déplacement vertical au niveau de la clé de vôte

Les résultats trouvés pour les différentes épaisseurs du revêtement sont regroupés sur le (Tableau 3.7).

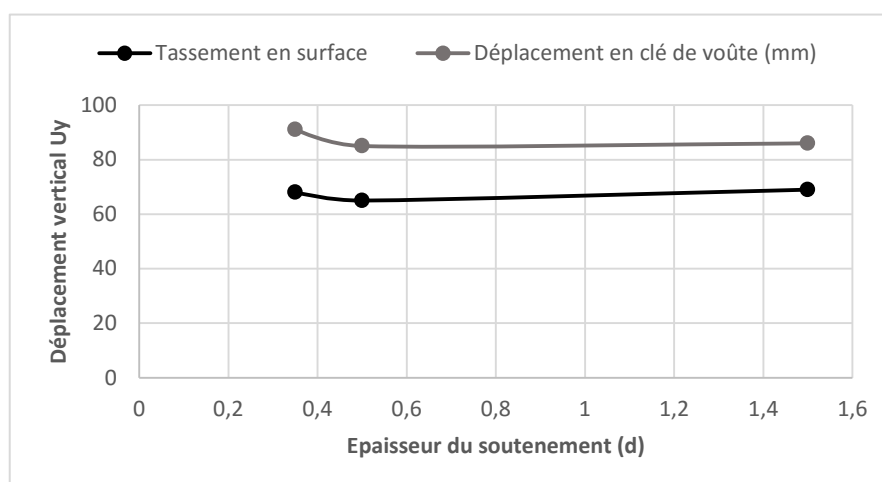
**Tableau 3.7** Déplacement vertical en fonction de l'épaisseur d.

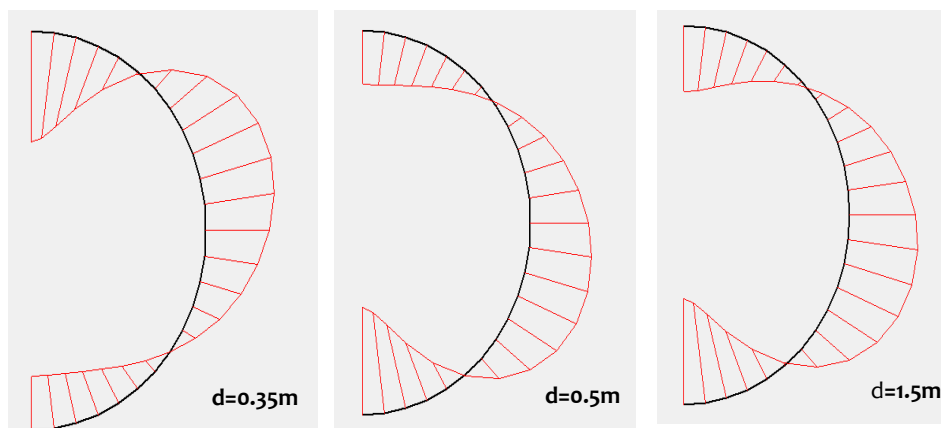
d (épaisseur du revêtement)	Tassement (mm)	Déplacement vertical en clé de voûte (mm)
0,35	69	91
0,5	68	89
1,5	65	85

Sur la base de ces résultats, on perçoit que les valeurs du tassement pour nos 3 choix d'épaisseur de soutènement sont dans l'intervalle de 65mm à 69mm tandis que les résultats du déplacement vertical en clé de voute sont entre 85mm et 91mm.

La même constatation a été mise en évidence pour le premier cas d'étude (sol hétérogène), les déformations dans le sol et au niveau de l'excavation diminuent avec l'augmentation de l'épaisseur du soutènement.

Une comparaison entre les courbes de déplacement vertical et le tassement en surface maximums en fonction de l'épaisseur est présentée sur la figure ci-dessous. Les tassements en surface sont nettement inférieurs aux déplacements au niveau du soutènement.


**Figure 3.27** Comparaison entre les déplacements verticaux maximum en fonction de l'épaisseur d : Tassement en surface et déplacement en clé.



**Figure 3.28** Moments fléchissant au niveau du soutènement en fonction de  $d$

On résume les résultats des moments fléchissant pour les différentes épaisseurs du revêtement sur le tableau (3.8).

**Tableau 3.8** Moments fléchissent en fonction de l'épaisseur  $d$ .

<b>d (épaisseur du revêtement)</b>	<b>Moment Fléchissant (kN.m)</b>
<b>0,35</b>	276
<b>0,5</b>	495
<b>1,5</b>	990

La modification d'épaisseur de soutènement a aussi influencé le moment fléchissant. On remarque que pour nos 3 valeurs d'épaisseur les résultats du moment fléchissent sont entre 276kN.m et 990kN.m.

La figure (3.28) récapitule les trois études liées à l'analyse des déplacements verticaux en clé de voute en fonction des différentes épaisseurs 0,35-0,5-1,5m.

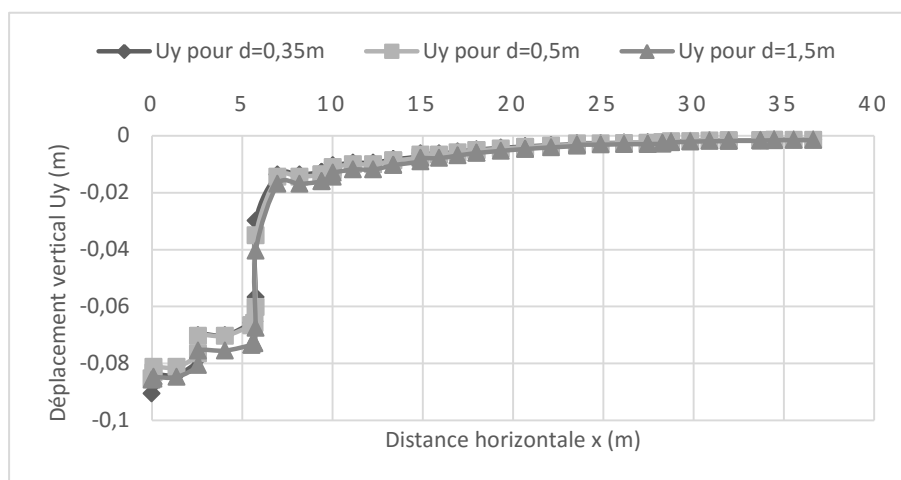


Figure 3.29 Déplacements verticaux au niveau de la clé de voûte ( $d=0,35m$ ,  $0,5m$ ,  $1,5m$ )

### 3.5.4 Résultats pour un module d'élasticité $E=20$ GPa

La figure (3.29) et le tableau (3.9) montre les déformations du massif et du soutènement pour un module d'élasticité de  $E=20GPa$ . On a un tassement de 71mm en surface et en profondeur le déplacement est de l'ordre de 95mm.

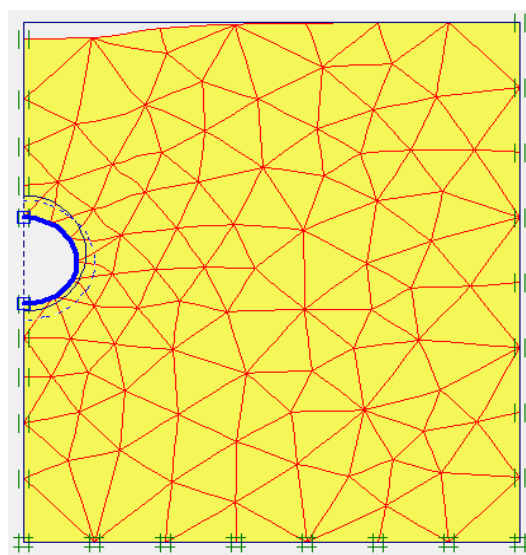


Figure. 3.30 La déformée du maillage

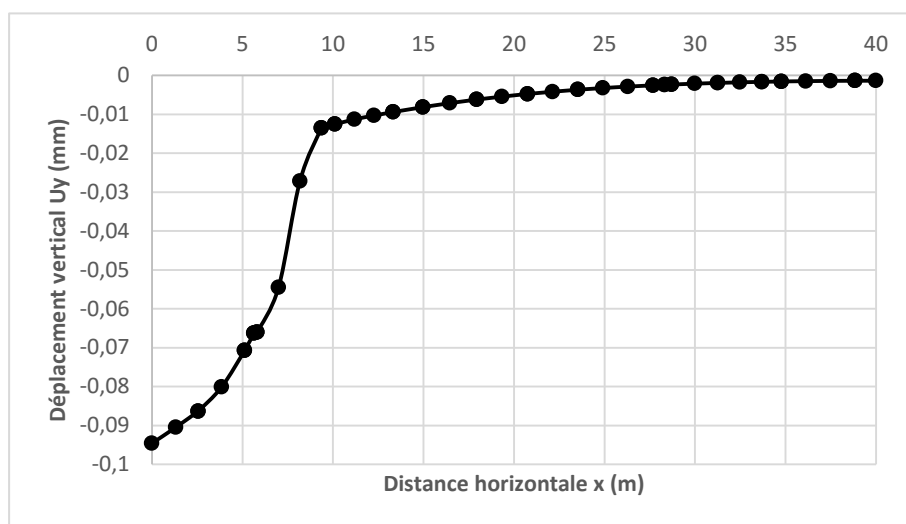


Figure 3.31 Déplacement vertical au niveau de la clé de voûte

### 3.5.5 Résultats pour un module d'élasticité $E=30$ GPa

Pour un module d'élasticité de  $E=30$  GPa, la figure (3.31) montre les déformations du massif et du soutènement. Le tassement est égal à 70mm en surface et en profondeur le déplacement est de l'ordre de 92mm (Tableau 3.9).

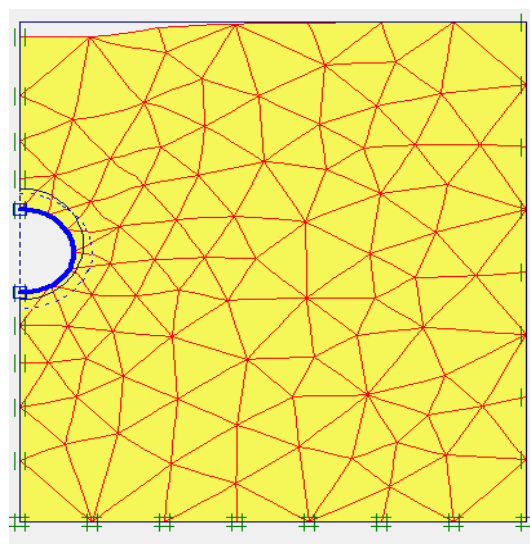


Figure. 3.32 La déformée du maillage

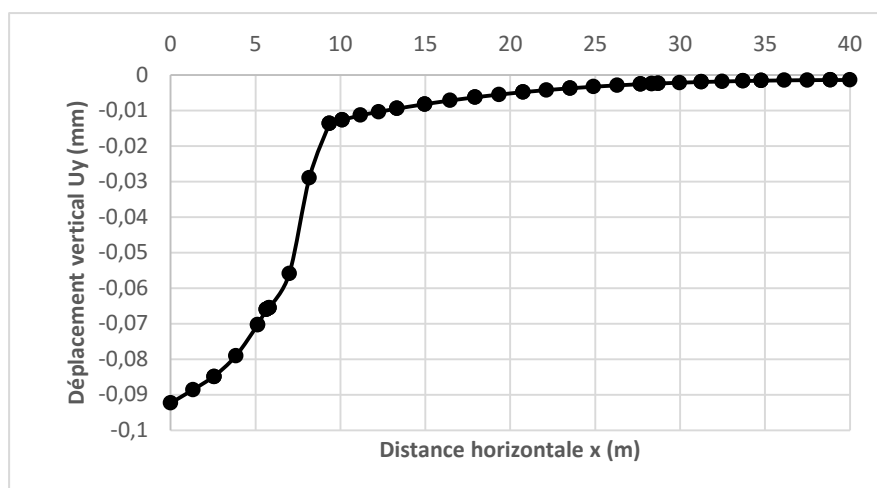


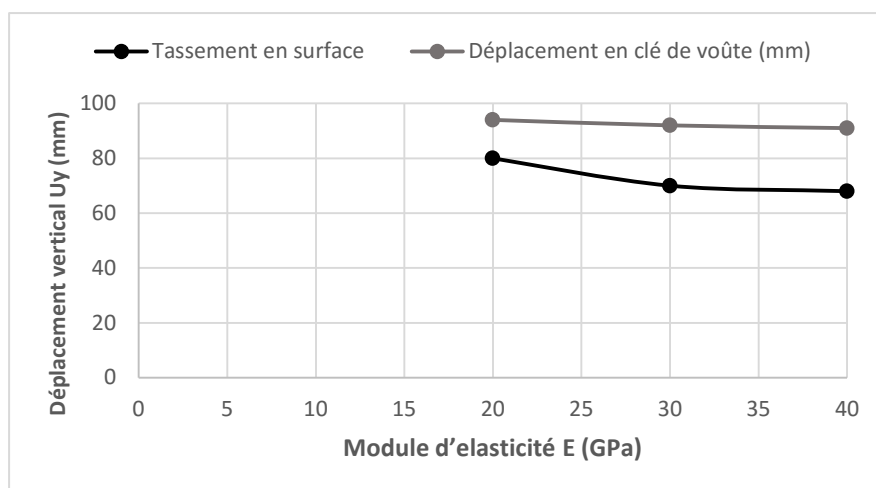
Figure 3.33 Déplacement vertical au niveau de la clé de voûte

Le résumé des résultats des différents modules d'élasticité du soutènement choisis.

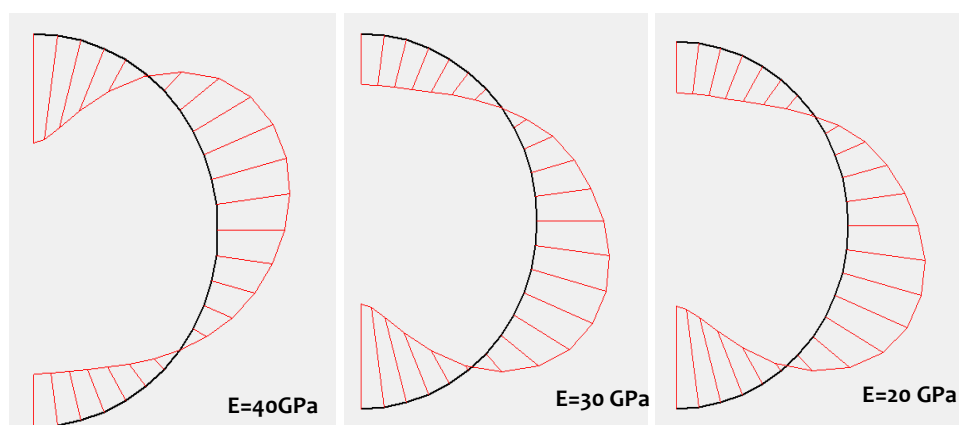
Tableau 3.9 Déplacement vertical en fonction du module d'élasticité E.

Module d'élasticité (GPa)	Tassement en surface (mm)	Déplacement vertical en clé de voûte (mm)
20	71	95
30	70	92
40	69	91

D'après les résultats précédents, le changement du module d'élasticité a donné différents résultats de tassement qui varient de 69mm à 80mm et aussi différentes valeurs de Déplacement vertical en clé de voûte qui sont entre 91mm et 94mm. On remarque que les déplacements verticaux encore diminuent avec l'augmentation du module d'élasticité.



**Figure 3.34** Comparaison entre les déplacements verticaux en fonction de l'épaisseur E : tassement en surface et déplacement en clé de voûte.



**Figure 3.35** Moments fléchissant au niveau du soutènement en fonction de d

On résume les résultats de valeurs de moment fléchissant pour les différentes épaisseurs du revêtement en béton sur le (Tableau 3.10).

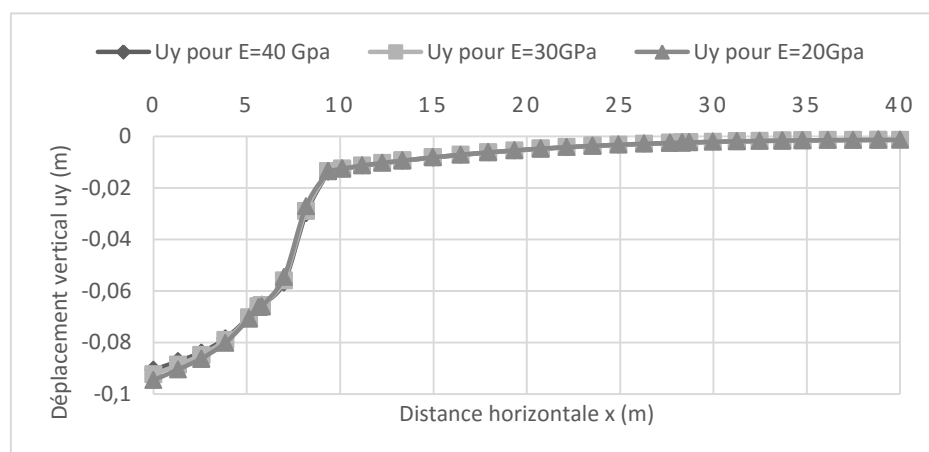
D'après le tableau on remarque que les valeurs du moment fléchissent pour les 3 choix du module d'élasticité sont entre 159kN.m et 276 kN.m. On remarque aussi que ces valeurs augmentent avec l'augmentation du module d'élasticité.

**Tableau 3.10** Moments fléchissant en fonction du module d'élasticité E.

E (Module d'élasticité)	Moment fléchissant (kN.m)
20	159
30	223
40	276

La figure (3.35) récapitule les trois études liées à l'analyse des déplacements verticaux en clé de voute en fonction des différentes épaisseurs 0,35-0,5-1,5m.

Nous constatons



**Figure 3.36** Déplacement vertical en clé de voûte ( $E=20,30,40$ GPa)

### 3.6 DISCUSSIONS ET INTERPRETATIONS

Dans ce paragraphe, nous allons essayer d'interpréter les différents résultats trouvés moyennant de notions de Béton et de RDM.

Dans le cas où on a modifié l'épaisseur du soutènement, on a remarqué une certaine réduction des mouvements verticaux en clé de voute, ce qui est complètement logique



par le fait que dans la formule de flèche, on a l'épaisseur dans le dénominateur ce que signifie que son augmentation implique la diminution de la flèche.

En outre, concernant les moments fléchissant, le changement de l'épaisseur et du module d'élasticité a donné l'opposé des résultats précédents : Leur augmentation a abouti à une augmentation du moment fléchissant, ce qui peut être expliqué par la formule (1) :

$$M_R = U_R \cdot b \cdot d^2 f_{bc} \quad (1)$$

Avec

$U_R$  : Moment réduit (dépend de la nuance d'acier)

$b$  : Largeur du soutènement

$d$  : Distance entre l'extrémité supérieure du soutènement et les armature inférieures de l'élément.

$f_{bc}$  : Résistance à la compression du béton.

En parallèle, nous avons distingué que dans le cas du changement de l'épaisseur ( $d$ ), les résultats montrent une différence plus importante (fourchette plus grande) par rapport à la modification du module d'élasticité ( $E$ ). Nous avons pensé à expliquer ce résultat par le fait que la formule de calcul de la flèche et dans la formule de moment fléchissant l'épaisseur est en puissance de deux or le module d'élasticité est à la puissance 1.

### 3.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons montré l'importance du soutènement sur les ouvrages souterrains, deux paramètres s'agissant de l'épaisseur et du module d'élasticité ont été étudiés.

Afin d'étudier la tenue de ces ouvrages, nous avons effectué des analyses numériques 2D en vue de reconnaître la faisabilité et la stabilité du massif encaissant.

Deux modèles de calculs ont été analysés, il s'agit d'un massif de sol homogène sableux et l'autre un sol hétérogène.

Notre concentration était sur l'influence des deux paramètres sur les déplacements verticaux en surface et en clé de voute. Les résultats trouvés ont montré que l'augmentation de ces deux paramètres du soutènement fait réduire les déformations résultantes et ceci est valable pour les deux natures de sol. Néanmoins, dans les sols hétérogènes, les déformations sont plus importantes.

Ceci dit, cette augmentation devrait suivre des normes bien précises car un accroissement bien important peut emmener à un résultat inverse.

Parallèlement, le moment fléchissant résistant du soutènement a été retrouvé : lorsque le module d'élasticité et l'épaisseur augmentent, le moment augmente avec.

L'analyse des résultats de ces différentes modélisations ont abouti aux conclusions suivantes : l'épaisseur du soutènement et le module d'élasticité ont un grand effet sur le comportement de l'ouvrage souterrain ainsi que sur le massif encaissant. Néanmoins, l'épaisseur a un impact plus important que le module d'élasticité sur les mouvements verticaux et moments fléchissant.

Il serait préjudiciable de ne pas faire attention à ces deux paramètres (l'épaisseur et du module d'élasticité) dans le choix du soutènement. Cela est capable de nuire à la stabilité du massif encaissant et à l'excavation.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

De nos jours, les ouvrages souterrains constituent une des meilleures solutions aux problèmes urbains ainsi qu'aux liaisons interurbaines dans les régions montagneuses. Un large éventail des structures souterraines a été réalisé pour améliorer les conditions de vie en ville.

Malgré tous les avantages, leur construction représente un challenge pour les ingénieurs, ils doivent avoir des connaissances dans tous les aspects du génie civil (Matériaux, géotechnique, RDM, Béton, Numérique...).

L'un des grandes difficultés dans ce type de construction est leur stabilité, qui est assurée généralement par le soutènement. D'où s'est créé l'intérêt de notre travail qui a eu pour objet d'étudier l'influence du soutènement sur la stabilité des ouvrages souterrains précisément les tunnels.

Afin d'arriver à cet objectif, l'étude présente s'est focalisée sur des modélisations numérique 2D pour analyser le comportement de notre ouvrage et son interaction avec le sol.

C'est dans ce cadre que ce mémoire a été réalisé, il s'est réparti sur trois chapitres : Une première partie bibliographique comportant deux chapitres représentant des généralités sur les ouvrages souterrains et sur les soutènements, et une deuxième partie consacrée aux analyses numériques des déplacements verticaux générés. Deux différentes natures de sol ont été adoptées, il s'agit d'un sol homogène et un autre hétérogène. La technique du bouclier a été adoptée ce qui a suscité l'utilisation du béton pour le soutènement. Une approche numérique a été adoptée par des calculs bidimensionnels pour une analyse en section courante.

Ce travail a par ailleurs dégagé l'influence des différentes caractéristiques du soutènement (l'épaisseur du soutènement et le module d'élasticité) sur l'ampleur des déplacements verticaux ainsi que sur le comportement de la structure. Les résultats trouvés ont montré que l'augmentation de ces deux paramètres fait réduire les

déformations résultantes et ceci est valable pour les deux natures de sol. Néanmoins, dans les sols hétérogènes, les déformations sont plus importantes.

Ceci dit, cette augmentation devrait être soumise à des normes bien précises car un accroissement bien important peut emmener à un résultat inverse.

En outre, les moments fléchissant ont été retrouvés : Lorsque le module d'élasticité et l'épaisseur augmentent, le moment augmentent avec.

L'analyse des résultats de ces différentes modélisations a abouti aux conclusions suivantes : l'épaisseur du soutènement et le module d'élasticité ont un grand effet sur le comportement de l'ouvrage souterrain ainsi que sur le massif encaissant. Néanmoins, l'épaisseur a un impact plus important que le module d'élasticité sur les mouvements verticaux ainsi que sur les moments fléchissant.

À la fin, nous pouvons conclure que ces études numériques confirment l'importance du choix des paramètres adoptés dans le calcul. Ils doivent être choisis avec beaucoup d'attention à partir des résultats d'essais en laboratoire et in situ. Et il serait préjudiciable de négliger ces deux paramètres dans le choix du soutènement, ceci est capable de nuire à la stabilité du massif encaissant et à l'excavation.

Notre travail n'est qu'une étape dans l'étude de la modélisation des effets du soutènement sur la stabilité des ouvrages souterrains, il nous semble qu'il pourrait être prolongé de telle façon à :

- Refaire les mêmes analyses mais en remplaçant la technique du tunnel pressurisé avec celle Autrichienne.
- Des analyses sur les tranchés serait très bénéficiant.
- Ajouter une étude managériale qui prend en considération le cout et le temps plus les aspects techniques pour faire le meilleur choix du soutènement.

## BIBLIOGRAPHIE

1. Adachi T. Some supporting methods for tunnelling in Japon and their analytical studies. In : 5th International Conference on numerical methods in geomechanics, Nagoya, vol. 4, 1985, p.747-1754.
2. Association Française des tunnels et de l'Espace Souterrain (A.F.T.E.S). Texte des recommandations relatives au choix d'un type de soutènement en galerie, Groupe de travail N°7 soutènement et revêtement, 1993.
3. Association Française des tunnels et de l'Espace Souterrain (A.F.T.E.S). Tunnels et Ouvrages Souterrains, 1978.
4. Attewell P.B. Ground movements caused by tunneling in soil. In : Proceedings of 1st conference on large ground movements and structures, Pentech Press, Cardiff, 1977, p. 812-948.
5. Barton N., Lien R., Lunde J. Engineering Classification of Rock Masse for the design of Tunnel Support. Rock Mechanics, 1974, vol. 6, N° 4, pp. 189-236
6. Benamar I. Étude des effets différés dans les tunnels profonds. Thèse de doctorat, 1996, Géotechnique, Ecole Nationale des Ponts et Chaussée, Paris, France.
7. Benhammou A., zirar A. simulation numérique de l'influence du creusement des ouvrages souterrains en milieu urbain. Thèse de Master, 2019, Université Abou Bekr Belkaid, faculté de Technologie, Algérie, 99p.
8. Bickel John O., Kuesel Thomas R., King Elwyn H. (Eds.). Tunnel Engineering Handbook, Springer 2nd edition, USA, 1996. ISBN 978-1-4613-0449-4.
9. Boubou, R. Prise en compte du mode de pressurisation du front et de la géologie dans l'étude de l'impact du creusement de tunnels. Thèse de doctorat, 2010, INSA Lyon, France, 258p.
10. Bouvard-Lecoanet, A., Colombet, G. et Esteulle, F., Ouvrages Souterrains, conception réalisation entretien, France : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussés. 1992.
11. CENTRE DES ETUDES DES TUNNELS (C.E.Tu). Dossier pilote des tunnels génie civil. Section 2 : géologie – hydrogéologie, 1998a. Section 3 : conception et dimensionnement, 1998b. Section 4 : procédés de creusement et de Soutènement, 1998c. Section 5 : étanchement et revêtement, 1998d.
12. Chapeau C. Auscultation du sol pendant le creusement. Tunnel et Ouvrages Souterrains, n°107, 1991, p. 235-245.
13. Cording E.J., Hansmire W.H. Les déplacements autour des tunnels en terrain tendre. Tunnel et Ouvrages Souterrains, n° 23, 1977, p. 221-225.
14. De Coster B., Potamianos K., Gathon R., Houaiss F. Techniques de construction de tunnels en milieu urbain. U.L.B, 2012, Faculté des Sciences Appliquées.
15. De La Fuente Mata M. Tunneling under squeezing conditions: Effect of the excavation method. Thèse de doctorat, 2018, Université Paris Est, France.

16. Derghoum I., Guerroui Y. Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique. Thèse de master, 2016, Université 08 Mai 1945 de Guelma, Algérie.
17. Dolzhenko, N. Étude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel, développement d'une loi de comportement spécifique. These de doctorat, 2002, INSA Lyon, France, 301p.
18. Ezekiel Enterprises. Design & Construction of Road Tunnels: Part 2 Methodology and Excavation Support, 2017.
19. EL Houari N., « Modélisation numérique de la réponse mécanique au voisinage des tunnels dans les sols saturés par Plaxis », magister, Université Aboubekr Belkaid - Tlemcen, Algérie. 2008.
20. EL Houari N., « Contribution à l'étude mécanique et hydraulique des tunnels en configuration tridimensionnelle », thèse de doctorat, Université Aboubekr Belkaid -Tlemcen, Algérie. 2015.
21. Goel R. K., Singh B. Engineering Rock Mass Classification: Tunnelling, Foundations and Landslides. Butterworth-Heinemann; 1st Edition. 2016. ISBN-13: 978-0128103647.
22. Hashimoto T., Hayakawa K., Mizuhara K. Konda T. Investigation on successive settlement due to shield tunneling. In: Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Tokyo, 2000, p. 233-238.
23. Hoek, E. Big tunnels in bad rock, 2000 Terzaghi lecture. ASCE Journal of Gotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, Vol. 127, No. 9.
24. Idris, J. Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains - Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. Thèse de Doctorat, Soutenue en-2018, Nancy, France, 214p.
25. Janin, P. Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie). Thèse de Doctorat, Soutenue en 2012, INSA de Lyon, France, 267p.
26. Kovari, K. Concepts erronés de la « Nouvelle Méthode Autrichienne » de construction de tunnel. Revue Française de géotechnique, France, 1996, n°70, p.3-14.
27. 25-Lake L., Rankin W., Hawley J. Prediction and effects of the ground movements caused by tunneling in soft ground beneath urbain areas. Construction industry research and information association, London, 1992, CIRIA Project Report 30.
28. Lahmadi A. Étude paramétrique de l'interaction entre ouvrages : tunnel – bâtiment –excavation. Thèse de magistère, 2006, Université El Hadj Lakhdar-Batna, Algérie, 119p.
29. Lunardi P. et Bindi R. The Evolution of Reinforcement of the Advance Core Using FibreGlass Elements. Felsbau, 2004, vol. 22, n° 4, pp. 8-19.
30. 28- Maidl Bernhard, Schmid Leonhard, Willy Ritz, Herrenknecht Martin, Sturge David S. (Translator). Hardrock tunnel boring machines (English Edition), Ernst & Sohn; 1st Edition, 2008. ISBN-13: 978-3433016763.

31. Maidl Bernhard, Thewes Markus, Maidl Ulrich, Sturge David S. (Translator). Handbook of Tunnel Engineering I: Structures and Methods (English Edition), Ernst & Sohn, 2013. ISBN-13 : 978-3433030486
32. Mair R.J., O'Reilly M.P. Ground movement around shallow tunnels in soft clay. In : Proceeding of the 10th international conference on soil mechanism and foundation engineering, Stockholm, vol. 1, 1981, p. 323-328.
33. Martin F. Apport des lois d'endommagement continues pour la conception des ouvrages souterrains et la hiérarchisation des comportements rocheux. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, France, 2007.
34. Martin F. Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. Bonnard et Gardel Ingénieurs Conseil, ENS Cachan, Paris, France, 2012.
35. Mestat, Ph. Ouvrage en interaction. Paris : Hermes, 1999, 934p. ISBN 2746200481. Measured kinematic field in the biaxial shear of granular materials. Computers and Geotechnics, 1997, vol. 20, N° 3-4, pp 267-285
36. Oggeri C., Ova G. Quality in tunnelling : ITA-AITES Working Group 16 Final reports, In Tunnelling and Underground Space Technology, Suède, 2004, Vol 4, pp. 239-272.
37. Ollier C. Étude expérimentale de l'interaction sol-machine lors du creusement d'un tunnel peu profond par un tunnelier à pression de boue. Thèse de Doctorat. INSA de Lyon, France, 1997, 323p.
38. 37- Oreste, P, P. & D. Peila. A New Theory for Steel Pipe Umbrella Design in Tunnelling. Proc. Of the 24th ITA-AITES World tunnel congress, Tunnels and metropolises. Eds. A. Negro Jr & A. A. Ferraira, Sao Paulo, Brazil, 25.-30. April 1998, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1998.
39. Panet, M. Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presses de l'ENPC (PONTS CHAUSSEES). France, 1995. ISBN-13 : 978-2859782306
40. Peck R.B. Deep excavations and tunneling in soft ground. State-of-the-Art report. In : Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 3, Mexico City, 1969, p. 225-290.
41. 40-PRE, M. CONCEPTION DES OUVRAGES SOUTERRAINS - (COTU1). Paris, 2019. Consulté le 20/04/2020] Disponible à l'adresse : <https://educnet.enpc.fr/course/view.php?id=214>.
42. Purwodihardjo A. Modélisation des déformations différées lors du creusement des tunnels. Thèse de doctorat, Ecole Centrale De Lyon, France, 2004.
43. Projet national de Clouterre. Recommandations Clouterre : Pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1991. ISBN-13 : 978-2859781705
44. Sauer. A38 Saltash tunnel. 2004, Disponible sur l'adresse : <http://www.dr-sauer.com>.
45. Schlosser F. Le projet national Clouterre. Annales de l'ITBTP, 1989, n° 473, 150p .
46. Service d'études techniques des routes et autoroutes (S.E.T.R.A). Guide pour la conception générale du génie civil des tranchées couvertes. France, 2002. ISBN : 2-11-090648-0

47. Swoboda G., Kenawi M.A., Ramadan E.H. Numerical Investigation of TBM Tunnelling in Consolidated Clay. 2004, Disponible sur : [http://www.ctta.org/FileUpload/ita/2004/data/abs\\_f13.pdf](http://www.ctta.org/FileUpload/ita/2004/data/abs_f13.pdf).
48. Tymfristost tunnel, 2003. Disponible sur : <http://www.civil.ntua.gr>
49. Valsov S.N., Makoviski L.V., Merkin V.E. Accidents in Transportations and Subway tunnels : Construction to Operation. Elex-KM, Moscow, Russia, 2001. ISBN 5938150027.
50. Vanoudheusden E. Impact de la construction des tunnels urbains sur les mouvements de sol et le bâti existant, Incidence du mode de pressurisation du front. Thèse de doctorat. INSA de Lyon, 2006, 294 p.
51. Wanget. T., Huang T.H. An experience of tunnelling in mudstone area in southwestern Taiwan, Tunnelling and Underground Space Technology, 2002, Vol 17, Issue 4, pp 425-436.
52. Yoshida N. Survey and restoration of the daikai subway station damaged during the 1995 Hoboken Nanbu earthquake, Tunnels et ouvrages souterrains, Japan, 1996, N°138, pp 363-371.



## WEBOGRAPHIE

[1] : <https://www.4geniecivil.com/2016/03/le-paroi-moule-explication-des-etapes.html>

[2] : <https://tpelestunnels.wordpress.com/2015/03/16/excavation-par-explosif/>

[3] : <http://bestsupportunderground.com/natm-shotcrete/?lang=en>

[4] : [http://www.prixconstruction.info/construction\\_neuve/Structure\\_et\\_gros\\_oeuvre/GS\\_Structures\\_enterrees\\_et\\_semie/Ouvrages\\_de\\_soutenement\\_en\\_BA/Paroi\\_moulee\\_en\\_beton\\_arme\\_\\_sans\\_boues.html](http://www.prixconstruction.info/construction_neuve/Structure_et_gros_oeuvre/GS_Structures_enterrees_et_semie/Ouvrages_de_soutenement_en_BA/Paroi_moulee_en_beton_arme__sans_boues.html)