

REPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Centre Universitaire Cheikh Larbi Tébessi - TEBESSA
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Génie Minier

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de magister
Option : Géotechnique

Thème:

Dimensionnement des ouvrages souterrains par la méthode des éléments finis Cas : tunnel du métro d'Alger

Présenté par : **HAMDANE Ai**

Le : 08/07/2008

Devant le jury composé de:

Pr. Mezghache .H

Dr. Seriani .A

Dr. Sid .M

Dr. Boumazbeur .A

Mr. Gadri .L

Président

Rapporteur

Examineur

Examineur

Invité

Pr. Université Badji Mokhtar Annaba

MC. Université Badji Mokhtar Annaba

MC. Centre universitaire Souk Ahras

MC. Centre universitaire Tébessa

CC. Centre universitaire Tébessa

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À la mémoire de monsieur A.SERFANT

À mes chers parents;

À mes frères et sœur;

*À mes amis, mes proches et à toute personne
ayant*

collaboré à ce travail.

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier lieu ALLAH.

Je remercie mon encadreur Mr. SERIANI. A, le président et les membres du jury d'avoir accepté d'examiner ce mémoire et enfin tous mes enseignants surtout Mr. SID. M ainsi que mes collègues.

Table des matières

Dédicace	i
Remerciements	ii
Table des matières	iii
Table des figures	vi
Liste des tableaux	ix
Résumé	x
Introduction générale	1
Chapitre I : l'utilisation de la méthode des éléments finis aux travaux souterrains	4
Chapitre II : ouvrages souterrains	24
2.1. Différentes catégories de souterrains	25
2.2. Vocabulaire des travaux souterrains	25
2.3. Stabilité des ouvrages souterrains	26
2.3.1. Effet de la nature du terrain encaissant	27
2.3.2. Effet de l'eau	28
2.3.3. Effet de l'aspect tridimensionnel	29
2.3.4. Effet du temps	30
2.4. Creusement des ouvrages souterrains	30
2.4.1. Les tranchées couvertes	30
2.4.2. Creusement en souterrain	30
a. Creusement à l'explosif	31
b. Creusement mécanique à attaque ponctuelle	31
c. Creusement au tunnelier	32
2.5. Méthodes de calcul des ouvrages souterrains	34
2.5.1. Méthodes empiriques	34
METHODE DE Z. BIENIAWSKI	35
2.5.2. Méthodes analytiques	39
a. Les méthodes analytiques élastiques	39
b. Les méthodes analytiques élasto-plastiques	39
La méthode d'analyse limite	39
2.5.3. Méthodes numériques	41
2.6. Justification du choix de la méthode des éléments finis	42
2.7. tassements de surface causée par le creusement des tunnels	42
Conclusion	45
Chapitre III : présentation du métro d'Alger	46
3.1. Présentation du métro d'Alger	47
3.1.1. Pourquoi le métro	47
3.1.2. Le métro d'Alger	49
3.1.3. Matériel roulant	50
3.1.4. La voie	50
3.1.5. Choix du tronçon à étudier	51
3.2. L'étude géotechnique	51
3.2.1. Conditions géologiques et hydrogéologiques	51
3.2.2. Hydrogéologie	54
3.2.3. Caractéristiques géotechniques	54

3.2.4. Nature du terrain traversé par le métro	56
3.3. Phases d'exécution du tunnel	58
3.3.1. Le creusement	58
3.3.2. La pose du soutènement provisoire	58
3.3.3. L'application du revêtement définitif	59
3.3.4. Le déconfinement	60
Conclusion	61
Chapitre IV : la méthode des éléments finis	62
4.1. Historique	63
4.2. Principe de la méthode des éléments finis	64
4.3. Analyse géotechnique par la méthode des éléments finis	68
4.4. Application de la méthode au calcul des ouvrages souterrains	69
4.5. La première application de la méthode des éléments finis aux tunnels	74
4.6. Codes de calcul éléments finis	78
Conclusion	80
Chapitre V : la méthode convergence – confinement	81
5.1. Définition de la méthode convergence-confinement	82
5.2. Principes généraux de la méthode	83
5.3. Définitions préliminaires	85
5.4. Tracé de la courbe caractéristique du terrain	85
5.4.1. Calcul analytique	85
5.4.2. Convergence en fonction de la distance au front de taille	88
5.5. Tracé de la courbe caractéristique du revêtement ou du soutènement	90
5.5.1. Raideur d'un revêtement ou d'un soutènement	90
5.5.2. Soutènement par revêtement en béton coffré ou par béton projeté	90
5.5.3. Soutènement par cintres calés à la paroi	91
5.5.4. Soutènement par boulons à ancrage ponctuel	92
5.5.5. Soutènement par boulons à ancrage continu	92
5.5.6. Combinaison de plusieurs types de soutènement	93
5.6. Equilibre terrain –soutènement	94
5.7. Application de la méthode de convergence-confinement au tunnel du métro	95
5.7.1. Tracé de la courbe caractéristique du terrain	95
a. Milieu élastique	95
b. Pression d'apparition de la zone en état limite de rupture	95
c. Milieu élastoplastique parfait	95
5.7.2. Tracé de la courbe caractéristique du soutènement	95
A. Béton projeté	95
B. Cintres calés à la paroi	96
5.8. Application du logiciel C -Lambda	97
Conclusion	100
Chapitre VI : le modèle de référence	101

6.1 Situation et description de la coupe étudiée	102
6.2. Caractéristiques du soutènement	102
6.3. Modélisation par Plaxis	105
6.3.1. Le modèle	105
6.3.2. Le calcul	110
6.3.3. Les résultats	110
Conclusion	115
Chapitre VII : le dimensionnement proposé	116
7.1. L'influence de l'épaisseur du soutènement	117
7.2. L'influence du type du béton utilisé	119
7.3. L'influence de la forme	121
Conclusion	123
Conclusion générale et perspectives	124
Références bibliographiques	127
Annexes	130

Table des figures

- Figure.1.1. Configuration du modèle et conditions aux limites
- Figure.1.2. Maillage du tunnel avec $C/D=1.0$
- Figure.1.3. Coupe du tunnel
- Figure.1.4. Présentation du maillage par le logiciel Castem 2000
- Figure.1.5. Image avec une amplitude de déformation de 2.8
- Figure.1.6. Le maillage utilisé
- Figure.1.7. Les déformées du tunnel
- Figure.1.8. Dimensions principales du blindage raidi par des fers U
- Figure.1.9. Déformées et zones plastifiées à l'instant de la ruine
- Figure.1.10. description de la section étudiée
- Figure.1.11. Coupe géotechnique et dimensions de l'ouvrage
- Figure.1.12. Tunnel de Fréjus - Schéma de répartition des contraintes
- Figure.1.13. Tunnel de Fréjus - Schéma de répartition des contraintes avec vide
- Figure.1.14. modèle éléments finis et ses résultats
- Figure.2.1. Creusement classique
- Figure.2.2. Creusement au tunnelier
- Figure.2.3. Structures comparées d'une roche et d'un sol
- Figure.2.4. Rupture par conjonction de familles de discontinuités
- Figure.2.5. Tunnels profonds. Déformation de type plastique
- Figure.2.6. Influence des écoulements d'eau
- Figure.2.7. Station Hamma durant la phase de construction
- Figure.2.8. Machine à attaque ponctuelle
- Figure.2.9. Bras à attaque radial (Eickhoff)
- Figure.2.10. Bras à attaque transversale (Alpine)
- Figure.2.11. Fonctionnement d'un tunnelier
- Figure.2.12. Tunnelier en mode fermé
- Figure.2.13. Tunnelier en mode ouvert utilisé pour percer un tunnel pour le métro d'Athènes
- Figure.2.14. Théorème de la limite inférieure
- Figure.2.15. Solution statiquement admissible de Caquot
- Figure.2.16. Déformations et tassements de surface pendant le creusement d'un tunnel peu profond
- Figure.3.1. Vue de la bonde côtière d'Alger
- Figure.3.2. Vue du relief accentué de la bonde côtière d'Alger
- Figure.3.3. Problèmes de déplacements dans la capitale
- Figure.3.4. Le tracé de la ligne 1 du métro d'Alger
- Figure.3.5. Présentation des voitures des trains du métro d'Alger
- Figure.3.6. Position du tronçon Les Fusillés- Cité Amirouche
- Figure.3.7. Soutènement provisoire
- Figure.3.8. Détail du soutènement provisoire
- Figure.3.9. Revêtement définitif
- Figure.4.1. Eléments les plus fréquemment employés
- Figure.4.2. 1^{ère} méthode de numérotation des éléments et des nœuds
- Figure.4.3. 2^{ème} méthode de numérotation des éléments et des nœuds
- Figure.4.4. Largeur de bande d'une matrice
- Figure.4.5. Numérotation des nœuds
- Figure.4.6. Exécution d'un maillage par ordinateur

Figure.4.7. Maillage bidimensionnel pour l'étude de l'interaction de deux tunnels sous un versant

Figure.4.8. Trace d'un maillage tridimensionnel sur les parois d'une cavité (demi-modèle)

Figure.4.9. Forces d'excavation

Figure.4.10. Exemple de calcul aux éléments finis d'une grande excavation souterraine

Figure.4.11.A. La plaque perforée

Figure.4.11.B. Le système de coordonnées locales

Figure.4.12.A. Contraintes

Figure.4.12.B. Forces appliquées aux nœuds

Figure.4.13. Difficultés rencontrées durant l'utilisation des logiciels

Figure.4.14. Difficultés rencontrées durant l'utilisation des logiciels, selon le type d'utilisateur

Figure. 5.1- Galerie circulaire revêtue sous contrainte isotrope

Figure.5.2- Courbes caractéristiques d'une excavation circulaire et de son soutènement

Figure.5.3. Courbe caractéristique du terrain

Figure.5.4. Variation du taux de déconfinement λ en fonction de la distance x du front (cas du comportement élastique)

Figure.5.5 - Revêtement en béton coffré ou projeté

Figure.5.6- Combinaison de plusieurs éléments de soutènement simultanés ou successifs

Figure.5.7 - Equilibre élastique

Figure.5.8 – La courbe convergence -confinement

Figure.5.9 – Présentation du rayon et de la hauteur de recouvrement

Figure.5.10 – Présentation de l'épaisseur du soutènement

Figure.5.11 – Définition des différents paramètres de la courbe convergence-confinement

Figure.5.12 - La courbe convergence-confinement obtenue pour le tunnel du métro

Figure. 6.1. Coupe transversale du PK 7+370

Figure.6.2. Rapport h/H en fonction du diamètre du tunnel D

Figure.6.3. Rapport L/D en fonction du diamètre du tunnel D

Figure.6.4. le modèle

Figure.6.5. Type de schéma de comportement pour les modélisations de remblais et de tunnels

Figure.6.6. Type d'analyse pour les modélisations de remblais et de tunnels

Figure.6.7. La génération du maillage

Figure.6.8. contraintes effectives (phase initiale)

Figure.6.9. Pression interstitielle (phase initiale)

Figure.6.10. les contraintes effectives

Figure.6.11. les contraintes totales

Figure.6.12. les déplacements totaux

Figure.6.13. les déplacements totaux en surface

Figure.6.14. les déplacements horizontaux

Figure.6.15. les déplacements horizontaux à 10 m du tunnel

Figure.6.16. les déplacements verticaux

Figure.6.17. les déplacements verticaux en surface

Figure.7.1. Effondrement du tunnel

Figure.7.2. les déplacements verticaux (B25, $e = 300$ mm)
Figure.7.3. les déplacements verticaux en surface (B25, $e = 300$ mm)
Figure.7.4. les déplacements verticaux (B35, $e = 300$ mm)
Figure.7.5. les déplacements verticaux en surface (B35, $e = 300$ mm)
Figure.7.6. les déplacements verticaux (B35, $e = 600$ mm)
Figure.7.7. les déplacements verticaux en surface (B35, $e = 600$ mm)
Figure.7.8. les déplacements verticaux
Figure.7.9. les déplacements verticaux en surface

Liste des tableaux

- Tableau.1.1. paramètres géotechniques
- Tableau.1.2. Cas étudiés
- Tableau.2.1. Classification des ouvrages souterrains (Barton & al [1974])
- Tableau.2.2. Méthode de Z. BIENIAWSKI Paramètres de classification des roches et notes de pondération
- Tableau.2.3. Note d'ajustement pour l'orientation des joints
- Tableau.2.4. Classe de rocher suivant la classification de Z. BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement
- Tableau.2.5. Recommandation du soutènement d'après Z. BIENIAWSKI
- Tableau.3.1. Valeurs de perméabilité pour chaque formation
- Tableau.3.2. Valeurs caractéristiques de base pour tunnel et fouilles (Marnes)
- Tableau.3.3. Valeurs caractéristiques de base pour tunnel et fouilles (Molasse)
- Tableau.3.4. Valeurs caractéristiques de base pour tunnel et fouilles (Quaternaire)
- Tableau.3.5. Valeurs caractéristiques de base pour tunnel et fouilles (Remblais)
- Tableau.3.6. Nature du terrain suivant le coefficient de poisson
- Tableau.3.7. Nature et description du terrain suivant la valeur de la Résistance à la compression simple
- Tableau.3.8. Description du terrain suivant la densité
- Tableau.5.1. Les données préliminaires
- Tableau.5.2. Les données concernant le terrain
- Tableau.5.3. Les données concernant le soutènement
- Tableau.5.4. Les résultats
- Tableau.6.1. Caractéristiques des cintres
- Tableau.6.2. Tableau récapitulatif des caractéristiques du soutènement
- Tableau.6.3. L'incrément du module de Young
- Tableau.7.1. caractéristiques des soutènements proposés
- Tableau.7.2. tableau récapitulatif des déplacements verticaux en surface

ملخص

خلال السنوات الأخيرة، تطورت الإنشاءات التحت أرضية كثيرا و كنتيجة لذلك كان استعمال وسائل تصميم جديدة أكثر كفاءة و ملاءمة لضمان مقاربة أفضل للظروف الحقيقية للمنشأة. هذه الوسائل التي لديها هدف النمذجة الرقمية للمنشآت الموجودة أو المبرمجة، تستعمل العديد من الطرق العددية و من ضمنها طريقة من أكثر الطرق انتشارا ألا و هي طريقة العناصر المنتهية، التي ستستعمل في هذه المذكرة لنمذجة حالة حقيقية و التي هي نفق مترو الجزائر، هذه النمذجة ستنتم بمساعدة برنامج الحساب بالعناصر المنتهية "بلاكسيس" و الذي سيساعدنا أيضا على تقديم اقتراح للدعامات على أساس دراسة للعوامل.

الكلمات المفاتيح : نفق، بلاكسيس، طريقة العناصر المنتهية، النمذجة، دراسة العوامل.

Résumé

Durant les années récentes, les ouvrages souterrains se sont beaucoup développés avec comme conséquence l'utilisation de nouveaux outils de dimensionnement plus performants et mieux adaptés pour garantir une meilleur approche des conditions réels de l'ouvrage. Ces outils qui ont pour but la modélisation numérique des constructions existantes ou projetées, emploient plusieurs méthodes numériques dont l'une des plus répandues est la méthode des éléments finis qui sera utilisée dans ce travail pour modéliser un cas réel qui est le tunnel du métro d'Alger, cette modélisation s'effectuera à l'aide du code de calcul Plaxis qui va aussi nous aider à mettre au point une proposition de soutènement basée sur une étude paramétrique.

Mots clés : tunnel, Plaxis, MEF, modélisation, étude paramétrique.

Abstract

During the recent years, the underground constructions are more developed with a consequence the use of new tools for design more performant and adapted for guaranteed a best approach of real conditions of construction. Those tools have an objective to simulate the existing or projected constructions, employ several numerical methods that's one of the most popular is the finite element method. This method will be used in this dissertation to simulate a real case, the Algiers subway, this simulation will be done with the help of the finite element software, Plaxis, that's also will help us to undertake a proposition of support based on a parametric study.

Keywords: Tunnel, Plaxis, FEM, simulation, parametric study.

Ces trente dernières années, les travaux souterrains urbains ont connu un grand développement partout dans le monde vu les considérations de l'environnement et l'encombrement de la surface dont on remarque que la quasi-totalité des capitales et villes principales possèdent ou bien projettent de posséder un réseau développé d'ouvrages souterrains (métros, parkings, ...) appartenant à leurs infrastructures. La ville d'Alger n'est pas une exception, avec son projet de métro qui est lancé de puis les années quatre-vingt essaye de résoudre le problème de circulation qui a rendu ardu la vie quotidienne de ses habitants. Par conséquent de l'importance et l'intérêt vital de ce projet (sociale et économique), j'ai choisi de mener une analyse par la méthode des éléments finis destinée à l'étude du comportement et de l'interaction sol – structure du tunnel du métro pourvu d'évaluer son impact sur les zones environnantes à travers un modèle de référence qui constitue la meilleure approche que possible du problème réel, suivit d'une étude paramétrique visant à déterminer l'influence et l'importance de plusieurs facteurs affectant la structure du tunnel tel que l'épaisseur, la forme... etc. aboutissant à la fin à une proposition d'un dimensionnement optimal de l'ouvrage.

Ce travail se compose de sept chapitres dont :

Un chapitre bibliographique sur l'application de la méthode des éléments finis dans le domaine de la géotechnique et ses avantages dans le dimensionnement des ouvrages des travaux en terres.

Cette méthode permet en outre une meilleure compréhension de l'interaction sol - structure par comparaison aux méthodes analytiques et autres.

Ainsi, une description succincte de quelques exemples sur l'application de la méthode des éléments finis au dimensionnement des ouvrages souterrains, dont la méthode s'est montrée d'une grande efficacité pour la mise en évidence de la relation contrainte – déformation, l'utilisation économe et le développement rapide des lois de comportement, la mise en œuvre rapide et précise d'une étude paramétrique, évaluer certains risques et nous vient d'une grande aide à la compréhension des phénomènes physiques.

Un deuxième chapitre sur la description des divers ouvrages souterrains (Excavations minières, Tunnels routiers et ferroviaires... etc.) avec la terminologie spécifique employée dans ce domaine, les paramètres influant sur la stabilité de ces ouvrages (nature du terrain, eau... etc.), les différentes méthodes de creusement (travaux de tir et de forage, mécaniques) et brièvement les méthodes de dimensionnement (empiriques, analytiques et numériques).

Un troisième chapitre comportant : la présentation du site (situation, géologie, hydrogéologie), les résultats de l'étude géotechnique effectuée par G.A.A.M.A. (Groupement Algero - Allemand Métro D'Alger) suivis par une interprétation de quelques paramètres et une présentation des phases d'exécution du tunnel et du soutènement appliqué.

Un quatrième chapitre décrivant l'aspect général de la méthode des éléments finis puis son application propre aux ouvrages souterrains et les difficultés que rencontre l'utilisateur d'un code de calcul numérique (la détermination des paramètres, la définition des conditions initiales, le choix du modèle de sol, L'interprétation des résultats). Cette méthode constitue un outil performant et bien adapté pour prendre en compte tout le processus de creusement et de soutènement.

Un cinquième chapitre relatant la description de la méthode de convergence - confinement, son calcul manuel dans les conditions du métro d'Alger validé par le code C-Lambda où des divergences des résultats sont apparues dont on a déterminé les causes. L'utilisation de ce logiciel autorise la définition de plusieurs « jeux de données » permettant ainsi une analyse paramétrique facile.

Un sixième chapitre contenant l'élaboration d'un modèle numérique de référence pour le métro d'Alger à l'aide du code de calcul Plaxis dont l'utilisation des lois appliquées aux matériaux composites s'est avérée bénéfique pour la détermination des différentes propriétés demandées par ce code (le module de rigidité normale et le module de rigidité de flexion). À la base des résultats obtenus, une proposition de dimensionnement personnel sera développée pour un but comparatif.

Un septième chapitre comportant une étude comparative de plusieurs variantes basée sur la variation de plusieurs paramètres tels que : la forme, l'épaisseur du soutènement, le type de matériau utilisé.

Dans ce chapitre j'ai mis en évidence l'utilisation de la méthode des éléments finis dans les travaux souterrains. Et cela va se faire en exposant plusieurs travaux d'études, de recherches et de dimensionnement de différents types d'ouvrages souterrains, dont ces travaux ont pu être effectués à l'aide de la méthode des éléments finis. J'ai essayé d'être bref et condensé d'où j'ai commencé chaque présentation par une description abrégée du travail, une illustration des modèles suivi de la conclusion des auteurs.

1. Ce premier travail décrit une partie d'une étude effectuée dans l'Université de Cambridge sur le comportement des tunnels peu profonds dans les argiles. Des tunnels expérimentaux ont été creusés dans des kaolins normalement consolidés. Les tunnels sont soutenus par une pression interne de fluide contre la pression de surface. Les déformations résultantes sont observées par l'utilisation de la radiographie par rayon-x. Les résultats expérimentaux sont comparés avec les prédictions faites avec la méthode des éléments finis en utilisant le model Cam-Clay modifié.

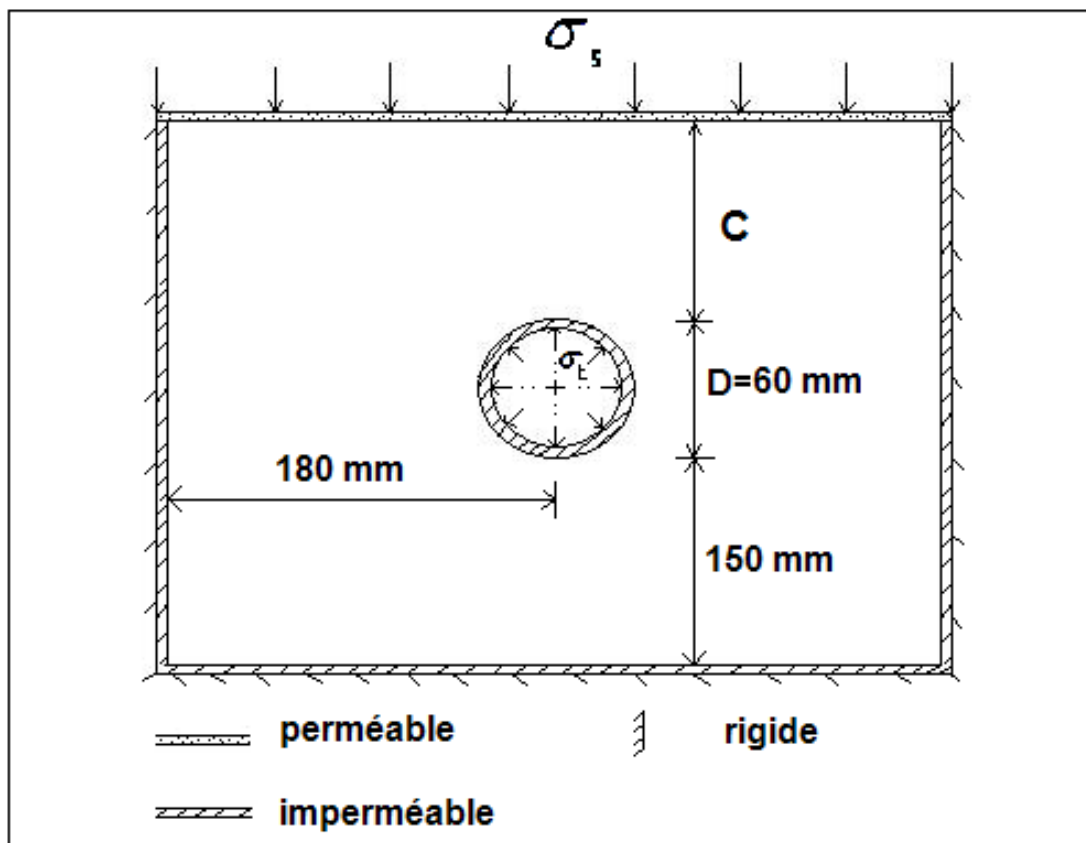


Figure.1.1. Configuration du modèle et conditions aux limites [1]

Deux testes ont été effectués ; pour le 1^{er} : $C/D=0.95$ et pour le 2^{ème} : $C/D=1.40$.

L'analyse par éléments finis a été réalisée par le programme " CRISTINA " développé à l'Université de Cambridge. En premier temps le model réalisé a pris comme une valeur initiale $C/D=1.40$.

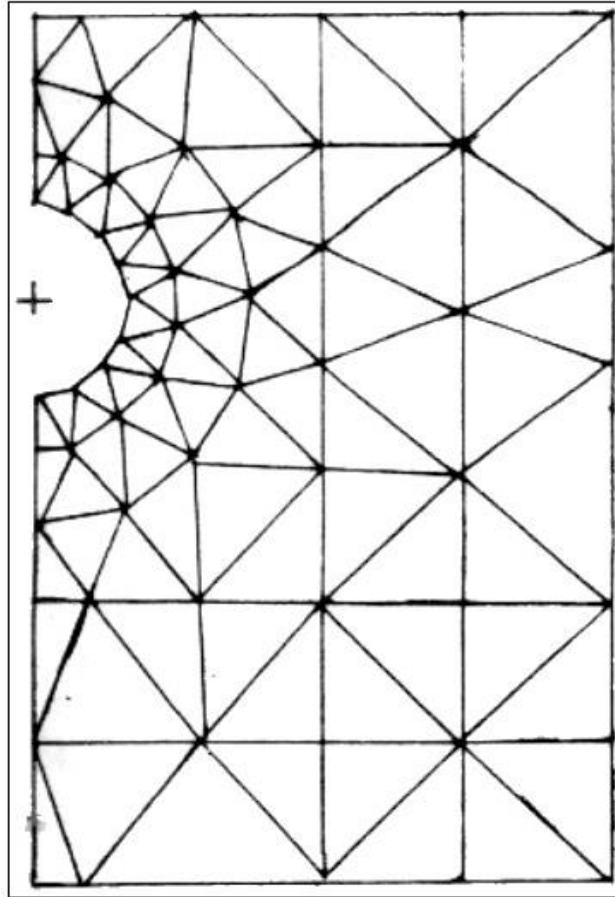


Figure.1.2. Maillage du tunnel avec $C/D=1.0$ [1]

Conclusion

Les déformations obtenues par l'analyse aux éléments finis et les observations expérimentales faites sur les modèles de tunnels montrent des arguments satisfaisants dans plusieurs places.

Dans la comparaison, l'incapacité du model Cam-Clay modifié pour introduire l'effet secondaire de la consolidation est évidente, dans des stades avancés de consolidation la consolidation est probablement sous estimé par l'analyse aux éléments finis à cause du comportement anisotrope de l'écoulement. Les techniques développées montrent une grande opportunité d'application de la prédiction du comportement des tunnels réels. [1]

2. Dans cette étude ils ont utilisé le logiciel Castem 2000 pour mettre au point l'analyse par éléments finis d'un anneau du tunnel EST de l'A86, auquel ils vont appliquer des charges permanentes et d'exploitation ainsi que le poids des terres qui composent son environnement.

▪ **Présentation du tunnel :**

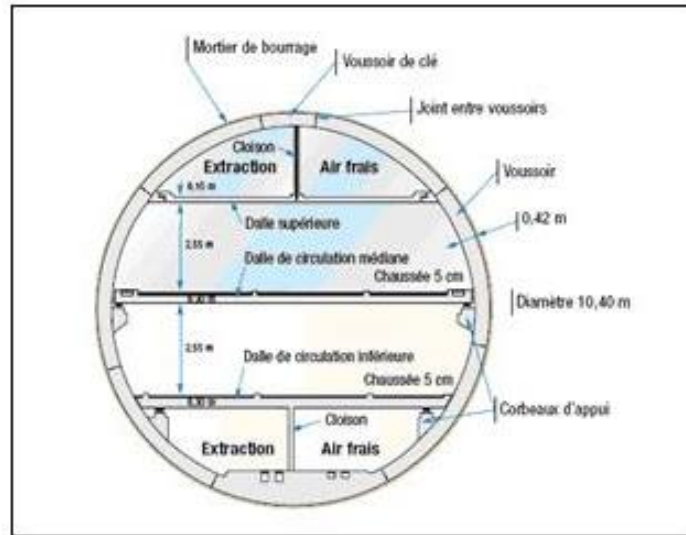


Figure.1.3. Coupe du tunnel [2]

Ils ont décidé d'étudier le problème en deux dimensions parce que le motif du tunnel se répète sur toute la longueur de celui-ci, il résulte donc plus intéressant et logique de se ramener à un système plan plus simple à mettre en situation et mieux adapté à l'objectif de leur étude (*Etudier le comportement de l'anneau sous le poids des terres, et des dalles de circulation se trouvant dans celui-ci*).

De la même manière, cette représentation en deux dimensions, va permettre de comprendre de manière générale le comportement du tunnel sur toute sa longueur.

Ils vont modéliser le problème en créant une surface avec le maillage correspondant (ils ont choisi un maillage triangulaire) dans laquelle l'anneau se trouve à l'intérieur du terrain comme dans la réalité.

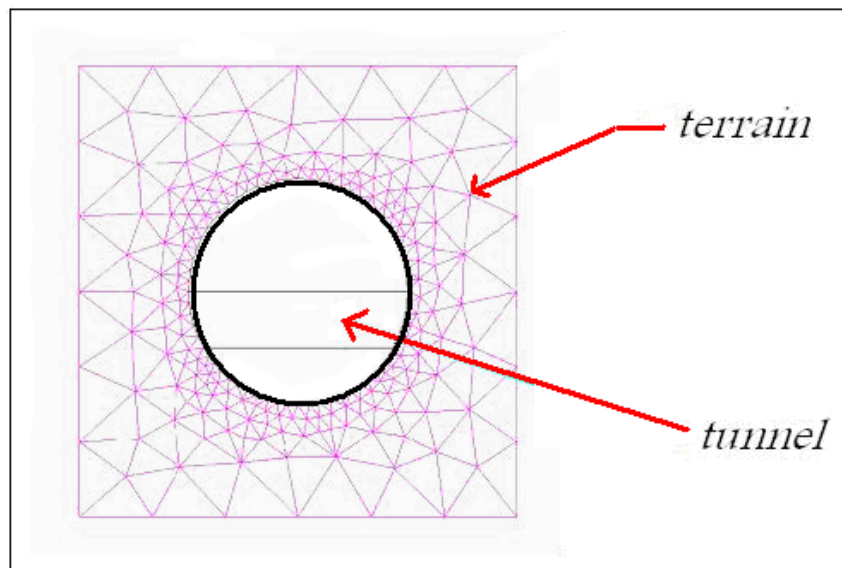


Figure.1.4. Présentation du maillage par le logiciel Castem 2000 [2]

▪ Exploitation des résultats

Ils ont utilisé le critère de Von Mises pour dont les résultats étaient les suivants : La contrainte maximale se trouve à mi-travée de la dalle supérieure et elle vaut 20.5 Mpa.

Sachant que le béton aux ELS est limité à 60% de sa capacité, on en déduit qu'il faudra utiliser un B35.

Les voussoirs, comme ils devaient s'y attendre, ne fléchissent pas sous le poids des terres : ils travaillent uniquement en compression.

Cette étude nous montre l'intérêt d'utiliser une structure cylindrique pour les tunnels : la somme des moments créés par une charge uniformément répartie autour d'un cercle est nulle.

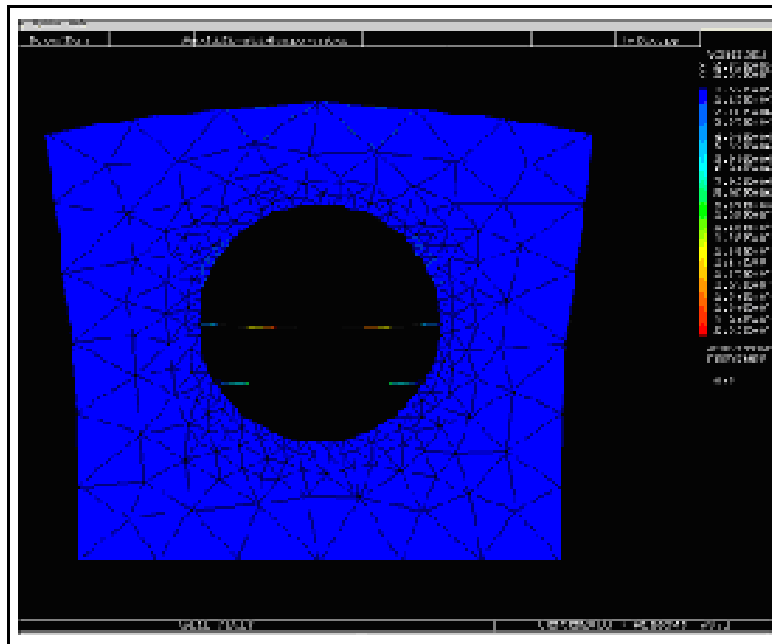


Figure.1.5. Image avec une amplitude de déformation de 2.8 [2]

Conclusion

L'objectif de cette étude consiste à visualiser les sollicitations s'exerçant :

- Sur le tunnel
- Sur les dalles de roulement

L'interprétation des résultats des contraintes appliquées à la structure générale, nous permet d'obtenir les zones critiques de l'ouvrage.

A partir de l'ensemble de ces résultats, Castem 2000 va permettre de vérifier le dimensionnement de la structure.

3. Dans cet article les auteurs présentent une analyse du comportement tridimensionnelle des tunnels peu profonds. L'analyse est effectuée à l'aide d'un programme d'éléments finis (PEC3D) qui a été spécifiquement développé pour le calcul tridimensionnelle des tunnels construits dans des terrains meubles. Après une analyse du comportement d'un tunnel dans un terrain argileux, ils présentent une étude de l'influence sur ce comportement des paramètres significatifs, tels que

l'indice de stabilité, la hauteur de recouvrement, les contraintes initiales et l'épaisseur des tranches d'excavation. Les résultats des simulations tridimensionnelles seront utilisés pour étudier la possibilité d'appliquer la méthode de convergence-confinement au calcul des tunnels peu profonds.

Le programme (PEC3D) a été développé par le Laboratoire de Mécanique de Lille afin de rendre plus aisé le calcul tridimensionnel des tunnels ; grâce à une méthode de stockage particulière de la matrice de rigidité où seuls les termes non nuls sont pris en compte, il a été permis de réaliser des calculs tridimensionnels et non linéaires sur des stations de travail de capacité moyenne et dans des temps raisonnables.

▪ Présentation de l'ouvrage de référence

L'exemple retenu dans ce travail s'inspire d'une étude présentée par Lee et Rowe (1990). Il s'agit d'un tunnel à section circulaire non revêtu avec un diamètre $D=5\text{m}$, creusé dans un sol argileux de 20m d'épaisseur reposant sur un substratum rigide. Le tunnel est centré sur un axe horizontal situé à une profondeur de $2D$ (le rapport entre la hauteur de couverture, qui est la distance entre le centre du tunnel et la surface, et le diamètre (H/D) est égal à 2).

L'analyse a été effectuée à court terme (condition non drainée) en supposant que le comportement du sol est élastique parfaitement plastique obéissant au critère de Tresca. Le sol est composé de deux couches. La première couche a une épaisseur de 2.5m avec une cohésion constante $C_u=20\text{kPa}$. Dans la deuxième couche, la cohésion augmente linéairement avec la profondeur (z) :

$$C_u = 9.2z - 3 \quad C_u > 20 \text{ kPa}$$

Le module d'Young a été supposé proportionnel à la cohésion non drainée selon la relation : $E=200 C_u$. Le coefficient de Poisson a été supposé constant dans tout le massif $\nu=0.49$. La distribution des contraintes initiales a été supposée de type œdométrique avec un poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ et un coefficient de pression des terres au repos $K_0=1$.

Pour les conditions aux limites, ils ont supposé que les déplacements horizontaux parallèles à l'axe du tunnel sont bloqués à 25m ($5D$) à l'avant et à l'arrière du front de taille. Les déplacements horizontaux dans le plan perpendiculaire à l'axe du tunnel sont aussi bloqués à 25m de l'axe du tunnel. Les déplacements verticaux sont bloqués au niveau du substratum rigide. Le chargement dû à l'excavation a été appliqué en plusieurs incréments.

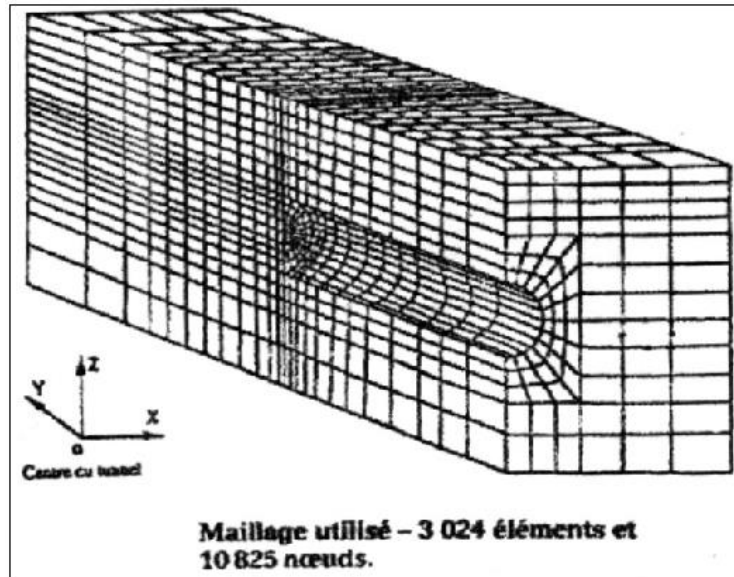


Figure.1.6. Le maillage utilisé [3]

▪ Analyse des résultats de calcul

Les figures 1.7a et 1.7b montrent respectivement les déformées d'une section transversale à 3 diamètres à l'arrière du front de taille ($Y=-3D$) et d'une section longitudinale dans le plan de symétrie ($X=0$). Ils ont constaté que le champ de déplacement est orienté vers l'axe du tunnel. A la surface du massif du sol ils notent un tassement en forme de cuvette. Dans la section transversale, le déplacement augmente en s'approchant de l'axe du tunnel. Dans la section longitudinale, ils notent que le déplacement augmente en s'éloignant du front de taille et devient de type plan à une distance de l'ordre de $1.5D$ du front de taille.

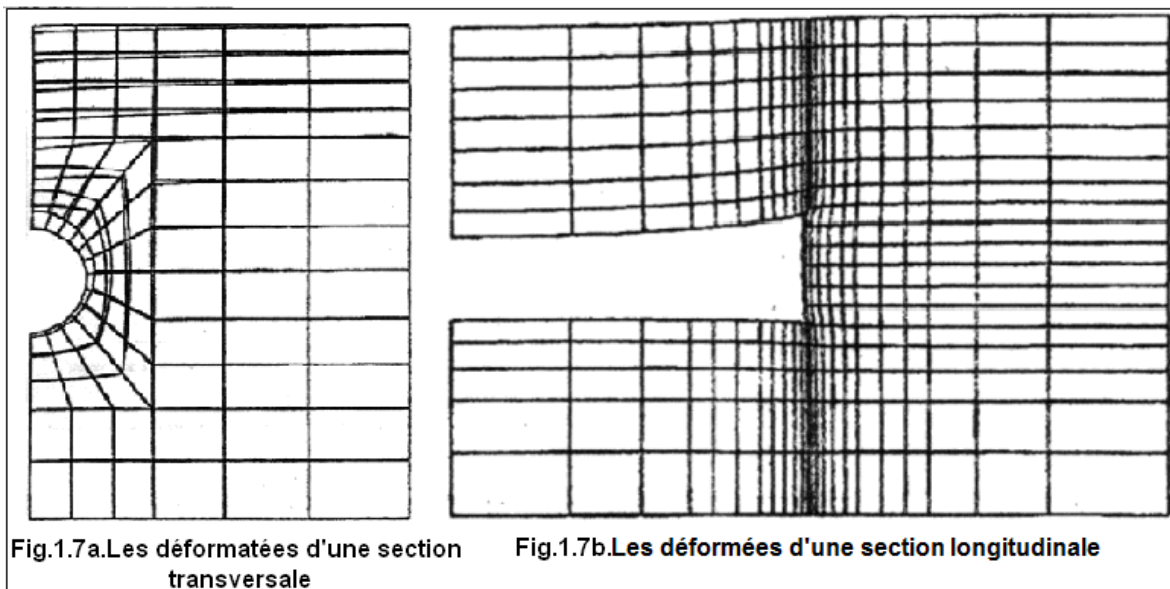


Fig.1.7a. Les déformées d'une section transversale

Fig.1.7b. Les déformées d'une section longitudinale

Figure.1.7. Les déformées du tunnel [3]

▪ Utilisation de la méthode convergence-confinement

Pour les tunnels profonds, l'effet tridimensionnel peut être pris en compte en utilisant la méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974). Dans cette méthode, l'avancement du tunnel est modélisé par une réduction de la pression radiale interne (σ_r) selon l'expression :

$$\sigma_r = \sigma_{r0}(1-\lambda) \quad (1.1)$$

σ_{r0} est la pression initiale, λ est le taux de déconfinement qui dépend de la distance du front de taille et des propriétés du sol.

L'application de cette méthode aux tunnels peu profonds se heurte à une difficulté majeure celle de la non uniformité du champ de contrainte à la périphérie du tunnel. La possibilité d'utiliser cette méthode va être examinée en travaillant avec le champ de contraintes initiales dans le sol. Le déconfinement sera appliqué selon l'expression :

$$\sigma = \sigma_0(1-\lambda) \quad (1.2)$$

Où σ_0 représente le tenseur de contraintes initiales dans le massif du sol.

Un calcul plan a été effectué avec un taux de déconfinement variant entre 0 et 1. L'évolution des déplacements en quelques points autour de la galerie en fonction de λ a été déterminé. Ils ont constaté que jusqu'à $\lambda = 0.6$, l'évolution des déplacements est presque linéaire ensuite elle devient non linéaire. Pour tester la méthode convergence-confinement, ils ont cherché à caler les résultats du calcul plan à ceux du calcul tridimensionnel en utilisant l'expression suivante pour le taux de déconfinement (Panet et Guénot, 1982) :

$$\lambda = \lambda_0 + \left[1 - \left[\frac{a}{a+y}\right]^2\right](1-\lambda_0) \quad \lambda = \frac{Y}{D} \quad (1.3)$$

Où Y et D désignent respectivement la distance du front de taille et le diamètre du tunnel. Les deux paramètres λ_0 et a dépendent des caractéristiques du tunnel. Une procédure de calage a permis de déterminer les valeurs de ces paramètres (a=0.45 et $\lambda_0=0.4$). Une confrontation des résultats du calcul tridimensionnel à ceux obtenus avec la méthode de déconfinement a montrée un bon accord entre ces résultats.

▪ Etude paramétrique :

Dans cette partie, ils ont présenté une étude de l'influence de quatre facteurs importants sur le comportement du tunnel présenté ci-dessus ; ces facteurs sont :

- L'indice de stabilité.
- La hauteur de recouvrement.
- Les contraintes initiales.
- L'épaisseur des tranches d'excavation.

➤ L'indice de stabilité :

L'indice de stabilité permet de situer le niveau de chargement induit par le creusement d'un tunnel dans un sol argileux par rapport à la résistance de ce sol argileux à court terme (Broms et Bennermark, 1967).

Il est donné par l'expression :

$$N = \frac{(P_v - P_i)}{C_u} \quad (1.4)$$

Où P_v est la contrainte verticale,

P_i est la suppression éventuelle à l'intérieur du tunnel

C_u est la cohésion non drainée.

Cet indice constitue, pour un calcul en déformations des tunnels peu profonds, une bonne indication du niveau de plasticité induit par le creusement.

Des calculs ont été effectués pour $N=1$; $N=2.25$ et $N=2.5$.

Le rapport entre le déplacement vertical en clé de voûte au front de taille et le déplacement maximal calculé par une analyse en déformations planes peut être utilisé comme un paramètre pour représenter les mouvements radiaux tridimensionnels qui ont lieu à l'avant du front. Pour ce rapport, plusieurs auteurs ont proposé une valeur de l'ordre de 1/3 pour un milieu élastique (Lo et al., 1984, Lee et Rowe, 1990). Une valeur de l'ordre de 0.3 a été obtenue dans le calcul élastique ($N=1$) qui est en bon accord avec les valeurs proposées. Cependant, ils ont noté une réduction de ce rapport avec la plasticité. En effet ce rapport n'est que de 0.23 pour $N=2.5$.

➤ Hauteur de recouvrement :

Des calculs ont été effectués pour trois valeurs du recouvrement (rapport $H/D=2$; 2.5 et 3).

Ils ont constaté que ce rapport influence fortement les déplacements, induits par le creusement, à l'arrière du front de taille. Le déplacement vertical en clé de voûte et les déplacements verticaux à la surface obtenus pour $H/D=2.5$ et $H/D=3$.

➤ Contraintes initiales :

Ils constatent que la diminution du coefficient de poussé des terres au repos (K_0), qui correspond à une augmentation de l'anisotropie des contraintes initiales, a pour effet d'augmenter les tassements à l'arrière du front de taille et de les réduire à l'avant du front. Le premier effet est dû à une amplification de la plasticité alors que le second peut être attribué à la réduction de la décompression des contraintes latérales.

➤ Epaisseur des tranches d'excavation

Pour étudier l'effet de l'épaisseur des tranches d'excavation retenue dans les simulations numériques, deux séries de calculs ont été effectuées. Dans la première, l'excavation a été modélisée par des tranches dont l'épaisseur est égale à $0.6D$; dans la deuxième, les simulations ont été effectuées avec une excavation instantanée. Ils ont constaté que l'excavation par tranches de $0.6D$ induit un déplacement plus important que celui obtenu par une excavation instantanée et que l'écart entre les deux déplacements s'amplifie avec l'indice de stabilité. Cet écart est attribué au fait qu'une excavation par des tranches de faible épaisseur permet une bonne extension des déformations plastiques dans le massif et par conséquent une augmentation des tassements. Pour l'exemple traité, l'excavation par tranche de

0.6D donne un déplacement en clé de voûte qui est supérieur de 5% à celui obtenu par une excavation en une seule étape avec un indice de stabilité de 2.25 et supérieur de 15% avec un indice de 2.5.

Conclusion

Les résultats de calcul tridimensionnel du champ de déplacement dans une zone située au voisinage du front de taille. L'extension de cette zone et l'amplitude du champ de déplacement dépendent de plusieurs paramètres, notamment l'indice de stabilité, la hauteur de recouvrement, les contraintes initiales et l'épaisseur des tranches d'excavation.

Une confrontation des résultats de calcul tridimensionnel et d'un calcul plan mené avec la méthode de déconfinement a permis de caler une expression simple pour l'évolution du taux de déconfinement en fonction de la distance du front de taille. Les résultats de calage sont très encourageants et permettent d'envisager l'application de la méthode de convergence -confinement aux tunnels peu profonds. [3]

4. Le calcul des blindages en acier des galeries d'amenée d'eau des ouvrages hydroélectriques est gouverné par le voilement intérieur lorsque ces galeries sont vides. Ce voilement, dû à la pression d'eau interstitielle du massif rocheux dans lequel passe la galerie, est un phénomène complexe d'instabilité tridimensionnelle de coque en milieu confiné. Il est possible d'analyser avec exactitude ce phénomène par un modèle numérique adéquat, capable de simuler le comportement non linéaire du blindage jusqu'à ruine. La pression de ruine précise ainsi obtenue est à comparer aux prédictions nécessairement très approximatives du géologue... . Sur cette base, l'article discute deux problèmes classiques de l'ingénieur : quelle attitude adopter quand un bon modèle de dimensionnement est disponible, alors que les charges (ou d'autres données) manquent fortement d'informations ? Comment aboutir à un modèle numérique non linéaire de haute qualité et fiabilité ?

Une approche plus précise

Dans un projet de recherche récent (Frey, Truty, Rebora et Sarf 1998 et 2001, Rebora et Frey 1999), les auteurs ont développé un modèle de calcul numérique précis basé sur la méthode des éléments finis. Cet outil simule le comportement non linéaire géométrique tridimensionnel de la coque raidie (instabilité et grands déplacements), l'élasto-plasticité des matériaux (acier, béton, roche), les imperfections initiales (géométriques et matérielles), le contact et toute forme de raidissage.

Il a été utilisé, en particulier, pour étudier, optimiser et contrôler le blindage de la partie horizontale d'une galerie d'un grand aménagement hydroélectrique suisse. Ce blindage est, en partie, renforcé par des raidisseurs en U (fig.1.8). La simulation de la ruine est illustrée par la figure.1.9 (vue du demi -tronçon S₁-S₂ de la figure.1.8).

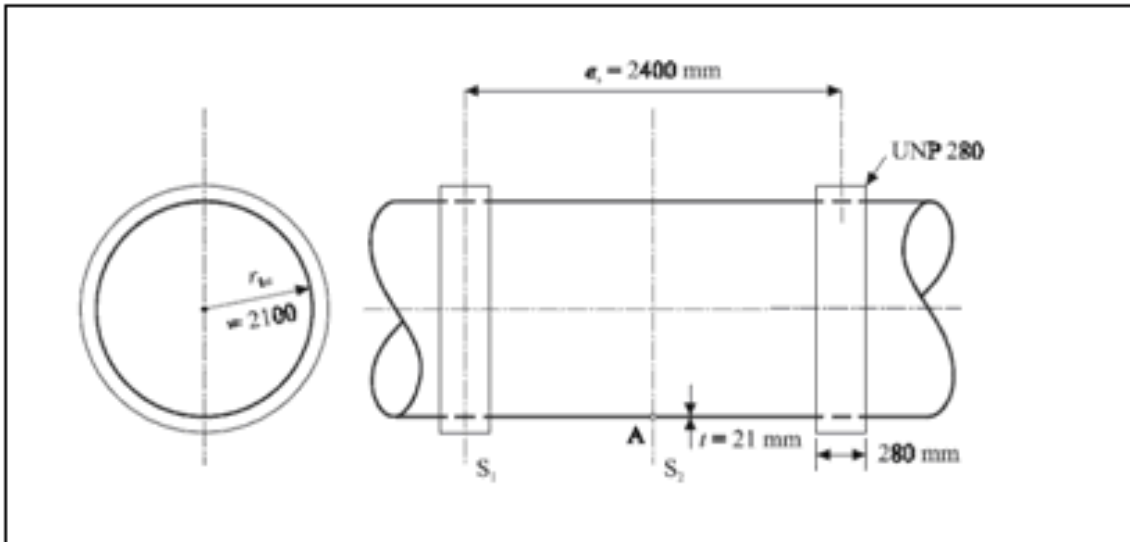


Figure.1.8. Dimensions principales du blindage raidi par des fers U. [4]

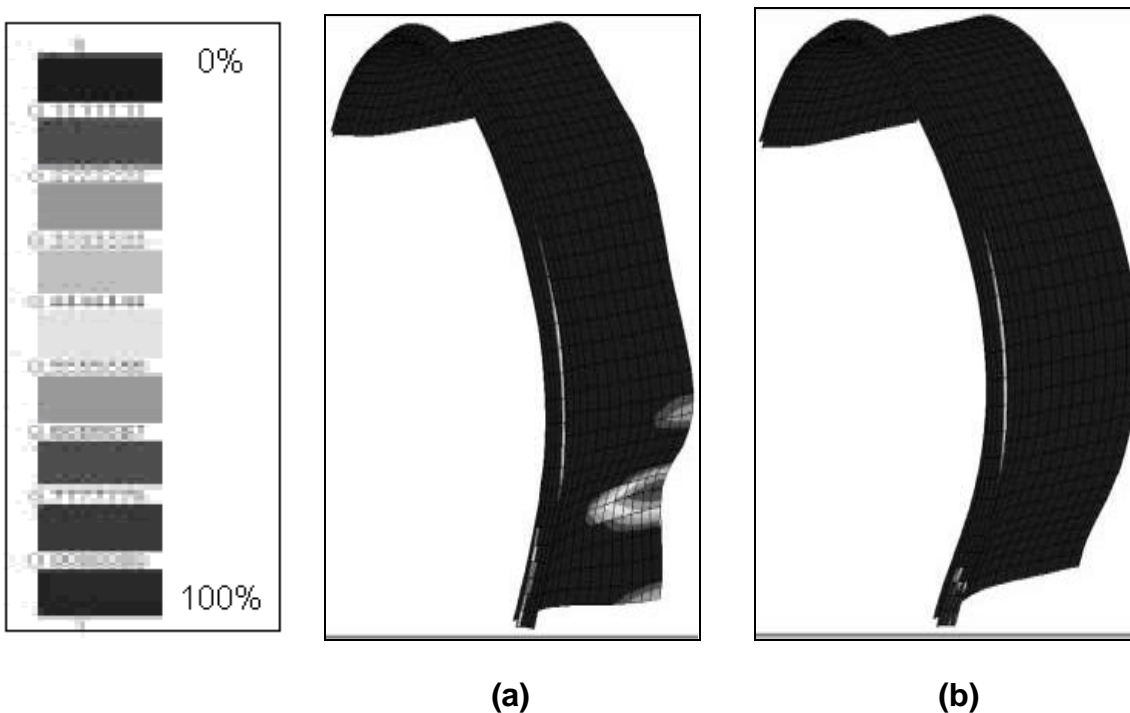


Figure.1.9. Déformées et zones plastifiées à l'instant de la ruine
(a) sans jeu initial ; (b) avec jeu initial (0,0012 rint). [4]

Une étude paramétrique détaillée a permis de comparer les résultats obtenus avec le modèle 'éléments finis' à ceux issus de la méthode de Jacobsen. On en tire les conclusions générales suivantes :

1. la charge de ruine 'Jacobsen' est élastique ; comparée à la charge élastique de la simulation numérique, elle peut surestimer cette dernière jusqu'à 50 % ;

2. la charge de ruine 'Jacobsen' est voisine de la charge de ruine élasto-plastique du modèle numérique ; on n'a pas trouvé d'explication rationnelle à cette circonstance heureuse...
3. la méthode 'Jacobsen' semble donc être un outil de prédimensionnement efficace et relativement précis ;
4. le modèle numérique permet de suivre et visualiser le comportement de la structure jusqu'à ruine, et d'appréhender en détail l'influence des divers paramètres.

Conclusion

La mise au point d'un modèle d'analyse numérique non linéaire des ouvrages de génie civil est une entreprise considérable. La qualité d'un tel modèle n'est garantie que si la confrontation avec de nombreux cas réels de nature diverse est pleinement réussie. Si, face aux données souvent floues des ouvrages réels, la précision d'un tel modèle peut sembler vaine, les auteurs estiment que cette précision est nécessaire (gage de qualité) et peut, en fait, s'avérer fort utile et très profitable. [4]

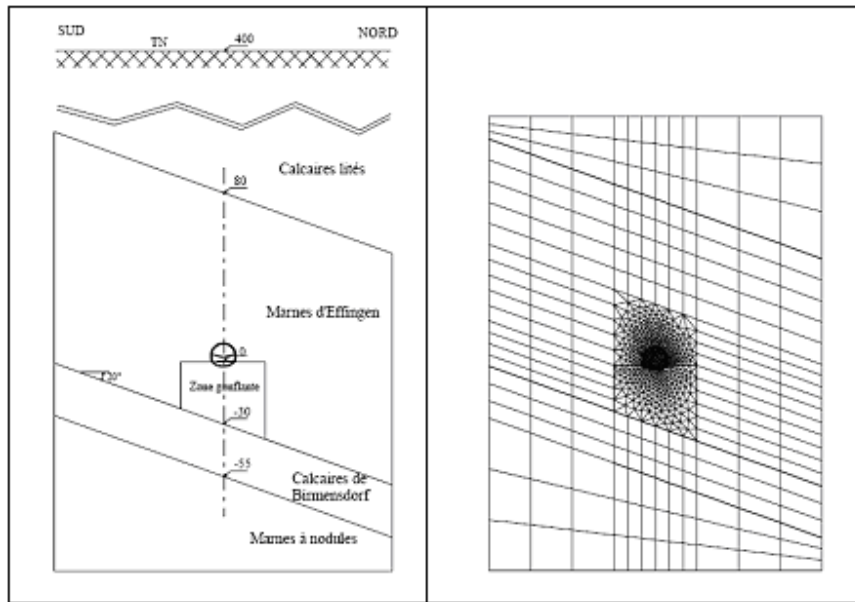
5. Les nombreux dommages occasionnés par le phénomène de gonflement sur des tunnels existants incitent à une meilleure prise en compte de ce phénomène dans le dimensionnement des tunnels à venir. En s'inspirant des retours d'expérience, des essais en laboratoire et des méthodes de calcul existantes, une loi de comportement élastoplastique a été établie pour simuler le développement du gonflement apparaissant dans le massif du fait d'un changement d'état de contraintes et d'une arrivée d'eau. Intégré au code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, le modèle de gonflement a été validé à deux niveaux : d'une part, sur des échantillons de matériau soumis à un essai de gonflement en laboratoire et, d'autre part, sur un ouvrage instrumenté concerné par le phénomène de gonflement.

Description du calcul numérique

La figure.1.10.a schématise la coupe géologique retenue au PM1500 où la zone gonflante située sous le radier et le pendage apparent des couches (de l'ordre de 20 degrés) ont été mis en évidence.

La figure.1.10.b présente une vue générale du maillage utilisé dans les calculs qui ont été effectués à l'aide d'une modélisation bidimensionnelle aux éléments finis en déformations planes avec le logiciel CESAR-LCPC.

Les calculs numériques ont été menés en respectant les différentes phases de construction du tunnel et en analysant le comportement à long terme de l'ouvrage. La prise en compte du gonflement a été intégrée uniquement dans les phases de calcul à long terme car le phénomène qui présente une dynamique assez lente en vraie grandeur, semble s'être amorcé après la mise en service de l'ouvrage.



(a) coupe géotechnique

(b) maillage

Figure.1.10. description de la section étudiée [5]

Conclusion

A partir de la loi unidimensionnelle de Huder et Amberg (1970) et du modèle d'Anagnostou (1993), un modèle de gonflement a été établi et implanté dans le code de calcul CESAR-LCPC.

L'étude numérique a montré que la loi élastoplastique de gonflement proposée permettait de bien rendre compte des comportements observés expérimentalement et in situ dans le cas des marnes et du tunnel de Chamoise. Le modèle développé peut maintenant être testé sur d'autres ouvrages sujets à des problèmes de gonflement. [5]

6. Dans le domaine de la géotechnique on est en présence de fortes incertitudes, soit à cause de la variation des conditions géologiques, soit à cause des informations limitées des campagnes d'investigation. *Les éléments finis MEF* combinés avec une *étude paramétrique* permettent une gestion optimale des incertitudes. Pendant l'exécution de l'ouvrage une *analyse à reculons* permet le tarage et la validation du modèle numérique, l'estimation de la sécurité effective, l'optimisation du projet et le tarage des essais in situ et en laboratoire. Nous montrons le cas d'un tunnel étudié dans le contexte d'un travail de diplôme. Le module d'élasticité du terrain a été surestimé et l'interprétation des mesures des déplacements n'a pas été immédiate. Ça a amené à sous-estimer le comportement réel de l'ouvrage et cacher l'éboulement imminent du tunnel.

Exemple d'étude d'un tunnel

L'exemple traite l'étude d'un tunnel dans le contexte d'un travail de diplôme, avec le but d'appliquer de façon académique un programme à éléments finis expérimental. L'étude se concentre sur l'analyse paramétrique des données du terrain et sur l'interprétation des mesures de déplacement.

La qualité du projet, le niveau de sécurité du tunnel et la cause de l'éboulement n'ont pas été étudiées.

Le tunnel ferroviaire est à double voie, long 1400 m, section à fer de cheval 120 m², diamètre max. 12.25 m et couverture maximale 20 m. L'excavation a été faite en 1992 avec la nouvelle méthode autrichienne, en deux phases: excavation de la calotte et du stross avec soutènement immédiat du terrain par du béton projeté. Le niveau de la nappe phréatique rejoint au maximum le niveau de 7.2 m sous le tunnel.

Tableau.1.1. paramètres géotechniques [6]

① Limon, peu plastique	ϕ = 32 ° c = 5 kN/m ² E = 27 MN/m ²	γ = 19,5 kN/m ³ k_o = 0.5 n = 0.30
② Gravier à grains moyens et gros, sableux, conglomérat cimenté, très limoneux	ϕ = 38 ° c = 2 kN/m ² E = 150 MN/m ²	γ = 22.0 kN/m ³ k_o = 0.4 n = 0.28
③ Argile, très plastique	ϕ = 28 ° c = 70 kN/m ² E = 45 MN/m ²	γ = 20.0 kN/m ³ k_o = 0.5 n = 0.30

Le terrain est modélisé avec des éléments triangulaires isoparamétriques, et le réseau du modèle numérique s'étend latéralement 3 fois le diamètre du tunnel et vers le bas 2.5 fois, figure.1.11.

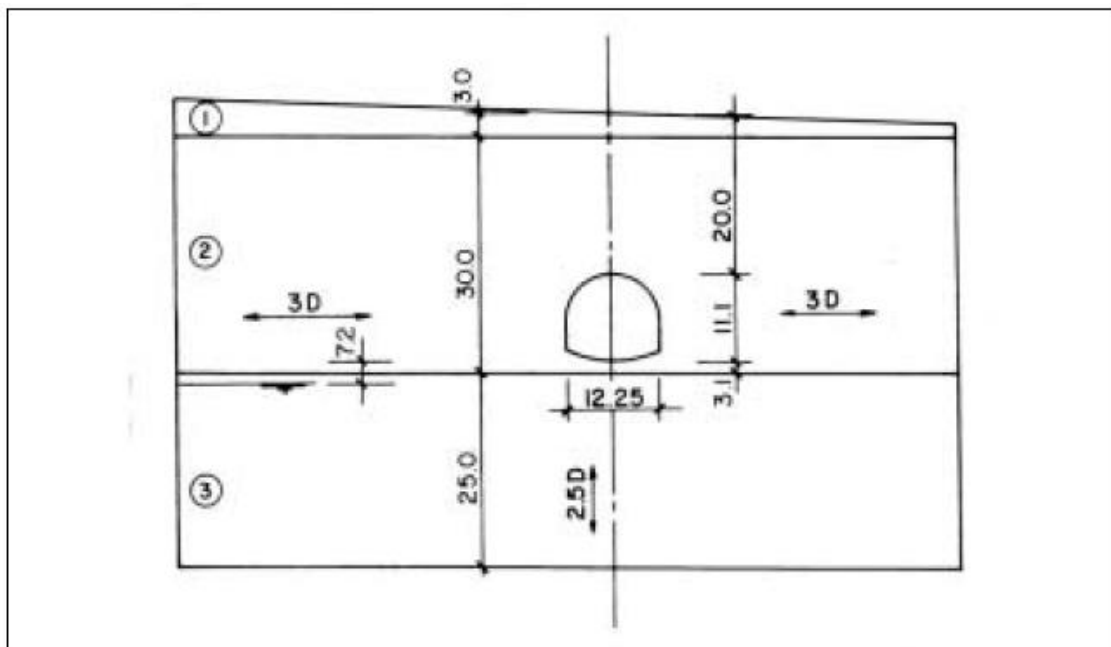


Figure.1.11. Coupe géotechnique et dimensions de l'ouvrage [6]

Conclusion

Dans le domaine de la géotechnique les études de projets doivent considérer différents décors à cause des changements des conditions géologiques et les incertitudes des données. Une analyse probabiliste des paramètres de calcul comme dans le cas des constructions en béton ou acier n'est pas possible, mais il faut faire *une étude paramétrique* des données de calcul. Pendant l'exécution de l'ouvrage *une analyse à reculons* du projet est recommandée pour valider le modèle de calcul et le choix des paramètres.

Avec l'exemple mentionné dans cet article nos concluons que le choix des paramètres de calcul n'est pas évident. L'analyse à reculons a trouvé un module élastique du sol 5.5 fois plus petite que la valeur des données. Le jugement de la sécurité du tunnel avec le critère de la convergence des déplacements mesurés n'est pas suffisant. Le retard de l'interprétation des mesures n'a pas signalé la situation de danger, qui a amené à l'éboulement du tunnel. [6]

7. Plus que centenaires, les tunnels anciens du Réseau Ferré de France sont autant d'individus cherchant à conserver leur place dans un milieu contraignant et perpétuellement en évolution. Cette lutte quotidienne engendre des maux multiples qu'il est nécessaire de constater, de suivre et de comprendre. Il faut ensuite pouvoir établir un diagnostic et le traitement le plus pertinent pour pérenniser leur survie.

La modélisation numérique commence à s'imposer, pour la maintenance, comme un outil d'aide au diagnostic. Ses atouts concernent le fait qu'elle permet de prendre en compte toutes les étapes d'une vie depuis la construction jusqu'au moment présent, avec en particulier l'évolution des pathologies, dans la mesure où les données de base de l'examen et le processus sont pertinents. Elle constitue également un outil essentiel pour prévoir l'évolution du couple ouvrage-réparation, moyennant certaines adaptations de ses fonctions, notamment en ce qui concerne les lois de comportement.

Simulation des phénomènes - La modélisation aux éléments finis : un outil d'aide au diagnostic

La modélisation numérique commence seulement à s'imposer comme un outil d'aide à ce diagnostic pour la maintenance. Ses atouts concernent le fait qu'elle permet de prendre en compte toutes les étapes d'une vie depuis la construction jusqu'au moment présent, avec en particulier l'évolution des pathologies, dans la mesure où les données de base et le processus sont pertinents.

Elle aide à la compréhension du problème, à la mise en lumière des paramètres importants, et grâce à une bonne analyse, à évaluer certains risques.

La phase de diagnostic est irremplaçable. La masse d'informations doit être traitée et analysée rapidement. Il y a donc obligation de développer des moyens informatiques permettant des corrélations automatisées, des études paramétriques et de simuler l'évolution des matériaux dans le temps. Mais les seules lois d'évolution disponibles dans les logiciels aux éléments finis couramment utilisés (CESAR LCPC par exemple) sont assez limitées puisque ces outils sont, il est important de le rappeler, initialement prévus pour la conception d'ouvrages neufs et non pour la vérification du bon fonctionnement d'ouvrages centenaires.

Dans le logiciel CESAR – LCPC, si on considère le comportement visqueux du squelette solide du sol, il conviendrait de disposer d'une loi de comportement

permettant de déterminer non seulement les déformations, mais également les vitesses de déformations, et d'une résolution permettant d'intégrer dans le temps la loi de comportement. En ce qui concerne d'autres logiciels, Flac permet de programmer sa propre loi, Plaxis admet une loi de fluage mais seulement pour les sols fins.

Actuellement une option possible dans CESAR consiste à faire appel au module EFD (Effet différé). Les variations de contraintes introduites par ce chargement sont calculées à l'aide de la formule (1.5). Par référence aux lois de comportement utilisées traditionnellement, on considère que le comportement visqueux peut s'interpréter comme une diminution dans le temps des paramètres mécaniques. On considère pour chaque matériau un jeu de données caractérisant le comportement instantané et un second pour le comportement différé. Le problème de la modélisation devient d'effectuer le passage du premier jeu de paramètres vers le deuxième.

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta\mu}{\mu_1}(\sigma_1 - \sigma_0) + \frac{(\mu_1\Delta\lambda - \Delta\mu\lambda_1)}{\mu_1(3\lambda_1 + 2\mu_1)}tr(\sigma_1 - \sigma_0)I \quad (1.5)$$

- avec σ_1 état de contraintes obtenu à la fin des phases de construction
- σ_0 état de contraintes initial (le plus souvent géostatique)
- (λ_1, μ_1) coefficients de Lamé instantanés
- (λ_2, μ_2) coefficients de Lamé différés
- I** matrice unité

Exemple du tunnel de Fréjus

Ce tunnel est étudié dans la zone où des écaillages de briques et une fissuration longitudinale en clé ont été constatés, c'est à dire entre les PM 6103 et 6907. Dans cette partie, le terrain encaissant est constitué de calcschistes (schistes lustrés). La hauteur de recouvrement est de 1500m environ. La disposition des briques du revêtement est en boutisse.

Tableau.1.2. Cas étudiés [7]

<u>CAS 1</u>	<u>CAS 2</u>
Ko = 1	Ko = 1
Déconfinement = 0.8 (mise en place très tardive du revêtement)	Déconfinement = 0.8
	Introduction d'un vide derrière le revêtement en clé de voûte (des vides ont été relevés en certains PM par les reconnaissances des sondages carottés)

CAS 1 : La résistance à la compression de l'ensemble briques+joints, pour cet ouvrage, est comprise entre 8.1 et 15.2 MPa. A l'intrados, les contraintes de compression obtenues dans la maçonnerie montent à 9,5MPa (figure .1.12 ci-dessous). Ce n'est pas a priori suffisant pour expliquer les constatations : écaillages et fissures en clé, déformations.

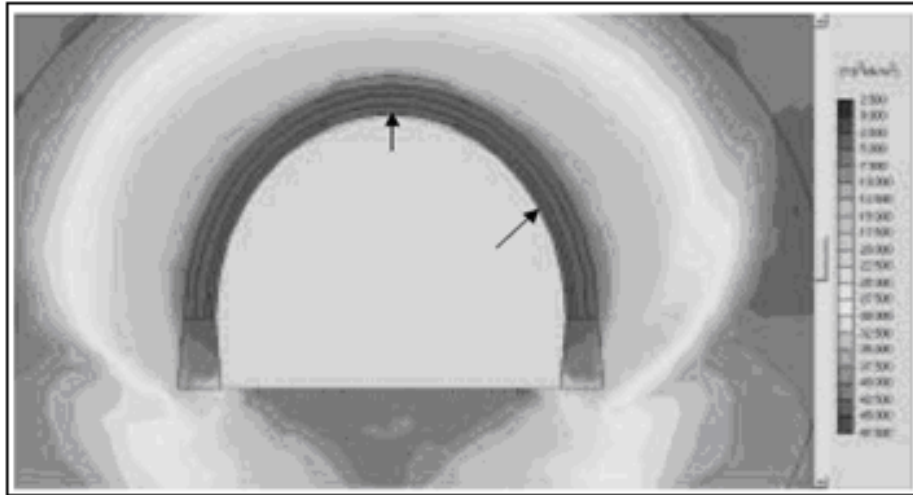


Figure.1.12. Tunnel de Fréjus - Schéma de répartition des contraintes [7]

En conséquence, un nouveau cas a été étudié.

CAS 2 : L'introduction d'un vide en clé derrière le revêtement constitue un facteur aggravant.

L'absence de butée liée à ce vide engendre une remontée de la clé avec forte compression à l'intrados (-19.6MPa) et traction à l'extrados. La contrainte de compression calculée dépasse la limite en compression du matériau (figure.1. 13) et confirme les désordres constatés.

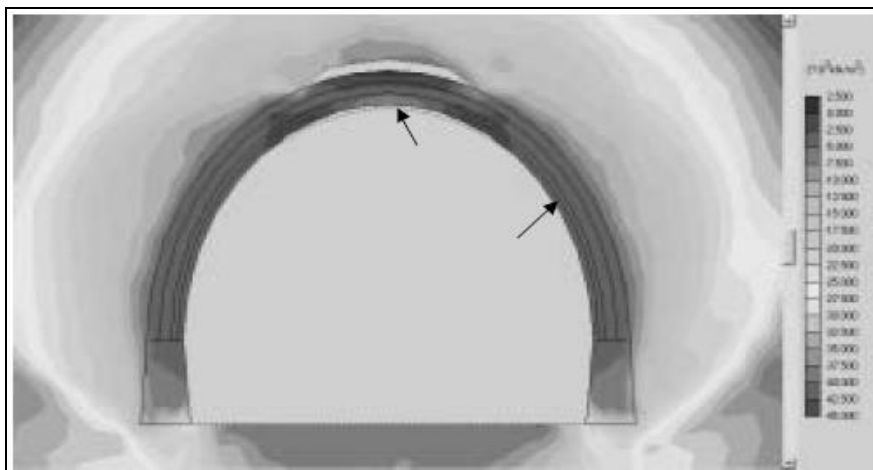


Figure.1.13. Tunnel de Fréjus - Schéma de répartition des contraintes avec vide [7]

Par ailleurs, les valeurs mesurées par la méthode dite du vérin plat (données 74, Simecsol) ont permis un calage des contraintes calculées en reins.

L'analyse précise de la méthode de construction comme le passage du géoradar confirme effectivement une décompression de l'encaissant en clé, en extrados.

Conclusion

Les logiciels de calcul présentent un intérêt majeur aussi bien lors de la phase de diagnostic que dans la phase de traitement. Ils constituent un outil "rassembleur" qui permet de confronter les mesures, les investigations, les essais sans ne jamais oublier l'importance de l'observation humaine.

Comme il a déjà été précisé, ils nécessitent encore une adaptation de leurs fonctions aux ouvrages vieillissants puisqu'ils ont été initialement prévus pour la conception de tunnels neufs. Par exemple, on cherche souvent à introduire dans des modélisations purement mécaniques des phénomènes qui ne sont pas forcément d'origine mécanique, mais d'origine physico-chimique.

Comme les lois de gonflement développées dans le cadre de travaux de recherche ne sont pas disponibles dans les versions commercialisées des logiciels, on représente le phénomène par le biais d'une pression répartie appliquée suivant le contour de la zone susceptible de gonfler. Même si les procédés utilisés pour tenter de simuler ce type de phénomène, sous réserve d'un calage adéquat des pressions introduites, peuvent conduire à des dimensionnements corrects des réparations de structures, ils n'en sont pas pour autant satisfaisants du point de vue de la simulation du comportement des matériaux.

Il reste donc de nombreuses voies à explorer dans ce domaine pour affiner cette approche.

Nous avons tout intérêt à mettre en oeuvre le maximum de moyens afin de chouchouter ces centenaires pour qu'ils continuent à nous servir en nous permettant de voyager encore longtemps dans le confort et la sécurité. [7]

8. La ligne Nord/Sud du métro d'Amsterdam va joindre plusieurs systèmes de transport (train, tram, bus et métro) entre le Nord, le centre et le sud de la ville. La longueur totale de cette ligne est de 9 km. La profondeur des excavations va excéder les 30 m et vont être réalisées dans des conditions difficiles à travers des sols mous. Et en plus le tracé de l'ouvrage est trop près (3 à 5 m) de plusieurs bâtiments d'une grande importance historique. Donc ce travail consiste à déterminer un rapport sécurité/coûts acceptable et pour cela les déformations au niveau des fondations de bâtiments adjacents doivent être déterminées. Avec l'aide d'un programme poussé de reconnaissance du site en question, une analyse de paramètres géotechniques et une recherche de modèles d'éléments finis, un modèle approché de la station profonde est créé.

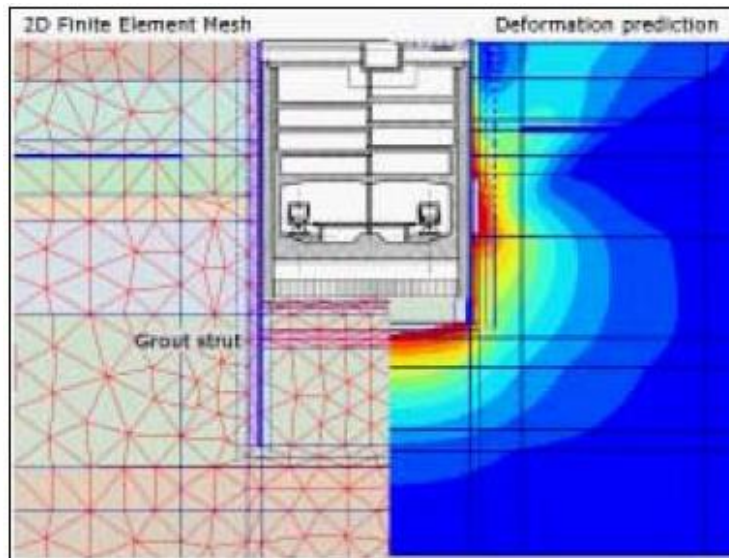


Figure.1.14. modèle éléments finis et ses résultats [8]

Conclusion

L'étude paramétrique étendue nous a permis de quantifier les bornes inférieures et supérieures des propriétés des matériaux et des structures en béton. Dans un projet complexe, comme l'excavation d'un ouvrage de 120 m de longueur, 30 m de hauteur et 20 m de largeur, dans une ville encombrée (la distance entre l'excavation et les immeubles existants est moins de 5 m) tous les éléments (paramètres géotechniques, modèles calculés et dimensionnement des structures) sont attachés d'une manière complexe. Avec l'aide d'un programme poussé de reconnaissance du site et l'analyse de paramètres géotechniques, recherche en modèles d'éléments finis et un dimensionnement rapproché de la station, une situation quasi-idéale est créée. Néanmoins de petites incertitudes continuent à exister. Pour avoir un dimensionnement optimal des valeurs ajoutées sont nécessaires. Ces valeurs ajoutées seront, sans perdre aucune marge de sécurité, la méthode observationnelle. [8]

Synthèse

L'analyse aux éléments finis à nos jours est devenue un outil classique et largement utilisé dans plusieurs domaines scientifiques (génie civil, sciences de la terre, mécanique, médecine...), dont la géotechnique n'est pas une exception, d'où elle est utilisée pour plusieurs objectifs:

- Aide au prédimensionnement des ouvrages;
- Aide à la compréhension des phénomènes et à la mise en lumière des paramètres importants;
- évaluer certains risques.
- Mettre en évidence la relation contraintes -déformations;
- L'utilisation efficace et le développement rapides des lois de comportement;
- La mise en œuvre rapide et précise d'une étude paramétrique;

En fin, de ce qui précède on peut affirmer deux réalités:

- La première c'est que la méthode des éléments finis est utilisée intensivement dans le domaine des ouvrages souterrains dire même qu'elle est devenue un outil standard d'une utilisation courante pour ce type d'ouvrages.
- La méthode convergence - confinement peut être appliquée pour les ouvrages souterrains peu profonds et donne de très bons résultats.

Depuis le début du 20^{ème} siècle les ouvrages souterrains ont connu un très grand développement que se soit au niveau du domaine minier ou bien celui du génie civil. Ce recours intense aux ouvrages souterrains est dû à la grande évolution socio-économique de l'humanité dont ses besoins en voies de communications (routes, vois ferrées, voies navigables et réseaux divers), parkings, zones de stockage et matières premières augmentent de jour en jour. Ces ouvrages sont donc de types, d'usages, de dimensions et de terrains encaissants très variées ce qui a conduit à l'apparition d'une multitude de modes et méthodes de classification, de dimensionnement et de réalisation qui seront exposés brièvement dans ce chapitre.

2.1. Différentes catégories d'ouvrages souterrains

Barton & al [1974]) ont classifié les ouvrages souterrains par rapport à la sécurité requise. Cette classification est présentée par le tableau suivant :

Tableau.2.1. Classification des ouvrages souterrains (Barton & al [1974]) [9]

Classe	Descriptions
A	Excavations minières à caractère temporaire
B	Puits verticaux
C	Galeries hydrauliques, Collecteurs d'assainissements, Galeries de reconnaissances et galeries pilotes.
D	Cavité de stockage. Stations de traitement d'eau. Tunnels routiers et ferroviaires sur axes secondaires. Chambre d'équilibre et tunnels d'accès.
E	Usines souterraines (plus souvent hydroélectriques) Tunnels autoroutiers. Tunnels ferroviaires sur axes principaux. Galeries du métro. Abries de défense civile.
F	Centrales nucléaires souterraines. Gares souterraines. Salles ouvertes au public (sports, spectacles).

2.2. Vocabulaire des travaux souterrains

Les figures suivantes présentent quelques termes utilisés pour les travaux souterrains:

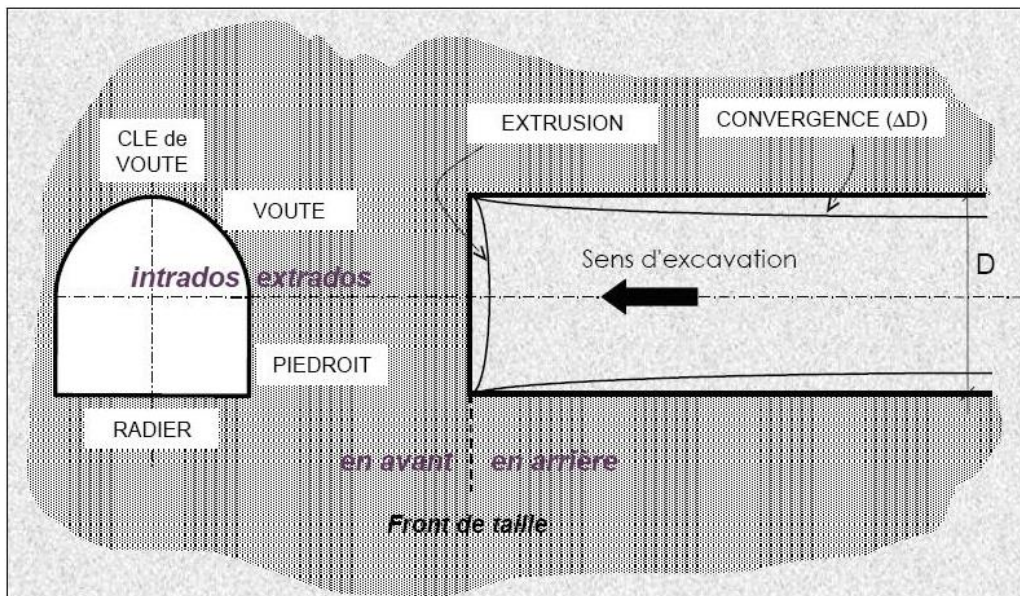


Figure.2.1. Creusement classique [10]

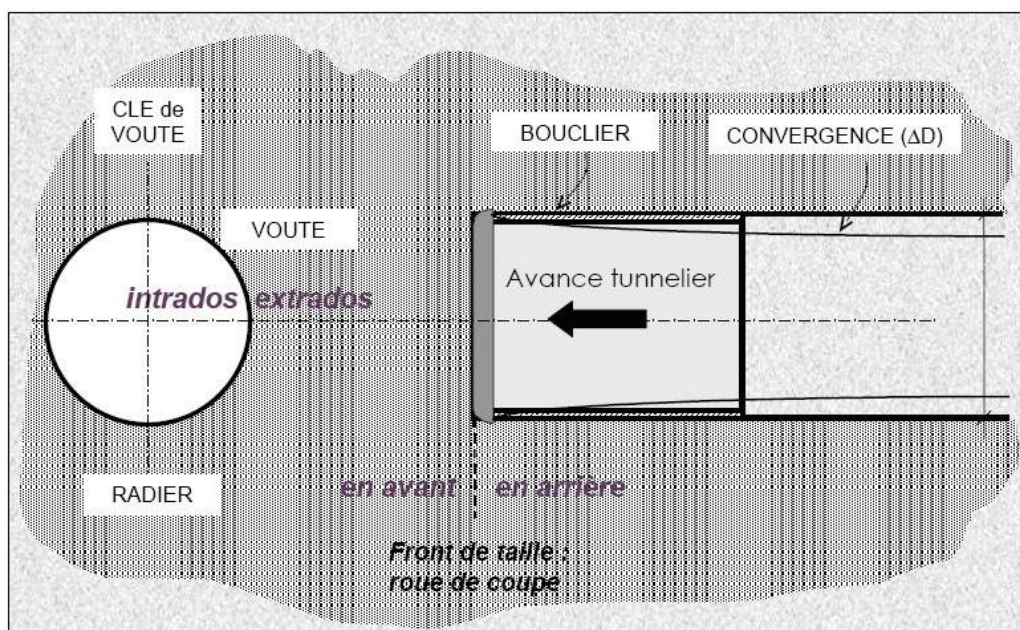


Figure.2.2. Creusement au tunnelier [10]

2.3. Stabilité des ouvrages souterrains

Le comportement des ouvrages souterrains dépend essentiellement de celui du terrain encaissant et du mécanisme d'interaction entre ce dernier et la construction, où on substitue à l'état initial une succession d'états qui résultent d'abord de la création d'un vide au sein du massif, puis de la mise en place d'un soutènement provisoire généralement souple et enfin de la pose d'un revêtement définitif généralement plus rigide.

La stabilité des ouvrages souterrains est liée non seulement à certaines caractéristiques du terrain encaissant, mais aussi à la présence éventuelle de l'eau,

à l'effet tridimensionnel et à la succession dans le temps de chacune des phases des travaux. [11]

2.3.1. Effet de la nature du terrain encaissant

Le terrain encaissant est constitué soit par un massif rocheux soit par un sol dont on peut définir géométriquement le massif rocheux comme un assemblage de blocs de formes étroitement complémentaires, assemblage que le moindre remaniement détruit irrémédiablement ; les massifs ont été formés en place soit par manifestations éruptives, soit par métamorphisme, soit même par dépôt sédimentaire et recompression ou cimentation.

Par contre le sol est un assemblage désordonné et aléatoire de grains de différentes tailles et formes dont aucun remaniement ne modifie fondamentalement les caractéristiques. La formation d'un sol résulte généralement de la désagrégation de massifs rocheux.

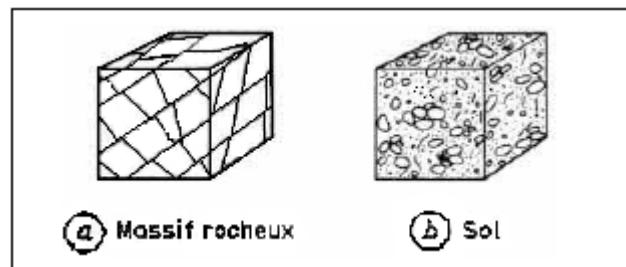


Figure.2.3. Structures comparées d'une roche et d'un sol [11]

Mais cette distinction théorique laisse de côté certains types de terrains intermédiaires comme les marnes ou les molasses qui ne peuvent être considérées comme un assemblage de blocs, mais que les remaniements ne laissent pas indifférents. C'est pourquoi il est souhaitable de disposer d'une définition suffisamment souple et progressive pour inclure à la fois les sols et les roches.

Dans le cas des sols, la stabilité est liée directement à la cohésion du matériau. Dans un milieu sans cohésion il n'y a pas de stabilité possible sans soutènement, et la rupture est immédiate. Il faudra donc soutenir les terrains avant même que l'on ait excavé (bouclier, enfilages...). Mais Certains sols ont, à court terme, une cohésion apparente suffisante pour assurer la stabilité de la paroi pendant le délai nécessaire pour installer un blindage (il est important que la protection soit mise en place très rapidement).

Dans le cas des roches, deux types principaux de rupture peuvent être envisagés :

- dans les tunnels peu profonds où les contraintes initiales sont peu élevées en général, les ruptures sont essentiellement liées, soit aux circulations d'eau, soit à la chute de blocs en surface de paroi en raison d'une conjonction défavorable des discontinuités naturelles (figure .2.4).

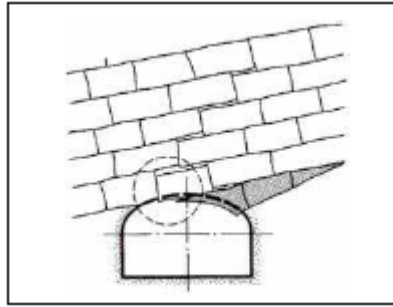


Figure.2.4. Rupture par conjonction de familles de discontinuités [11]

- dans les tunnels profonds où les contraintes sont importantes, leur libération entraîne des déformations angulaires de blocs rocheux les uns par rapport aux autres. Ces déplacements se traduisent par une « dilatance » de la masse rocheuse, une augmentation du volume des vides et une diminution de la résistance globale qui peut conduire à une accélération du phénomène. Dans les cas extrêmes où la limite de résistance de la roche elle-même est dépassée, il peut y avoir rupture fragile des blocs par cisaillement. Dans la plupart des cas, il y a formation d'une zone de roche décompressée où des blocs ont tendance à se fracturer en petits éléments inorganisés et à se comporter, à la limite, de façon analogue à un sol (figure 2.5).

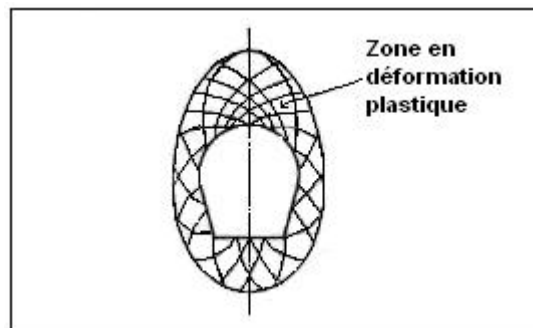


Figure.2.5. Tunnels profonds. Déformation de type plastique [11]

Dans le cas des roches, la prise en compte des discontinuités et de leur anisotropie est généralement fondamentale alors que les sols peuvent souvent plus facilement être assimilés du point de vue mécanique à des milieux isotropes.

2.3.2. Effet de l'eau

Qu'il s'agisse de terrains rocheux ou meubles, l'eau est très souvent présente dans le terrain sous forme de nappes statiques ou d'écoulements. Le fait de creuser une cavité modifie l'équilibre hydrostatique ou hydrodynamique par la création d'un nouvel exutoire. De nouveaux parcours d'écoulement se créent.

- Dans le cas d'un terrain rocheux fissuré (figure 2.2.a), l'eau utilise les fissures existantes où se concentrent les forces de courant dont l'action s'exerce en priorité sur les blocs situés en parement de la cavité. Les blocs peuvent être chassés un à un et créer de véritables « cloches » mettant en péril la stabilité de la cavité.

Cette érosion régressive peut également se traduire par un débouffage brutal des matériaux meubles qui remplissent parfois les fissures et par une irruption de débits d'eau importants et soudains qui sont à l'origine de bien des accidents et nécessitent des dispositions onéreuses pour la reprise des chantiers.

- Dans le cas d'un terrain meuble relativement perméable (figure 2.6.b), l'écoulement vers la cavité se fait plus régulièrement et les forces d'écoulement radiales s'ajoutent aux contraintes effectives sur le squelette solide. S'il s'agit de terrain peu perméable (figure 2.6.c) et si la vitesse de creusement est forte, l'essorage ne peut se faire au fur et à mesure de l'avancement et les gradients de pression peuvent être importants au voisinage de la paroi. Dans tous les cas, la présence de l'eau est un facteur très aggravant de l'instabilité. Chaque fois que de tels phénomènes sont à craindre, des dispositions préventives sont à adopter (forages à l'avancement, procédés spéciaux) pour réduire les risques d'accidents.

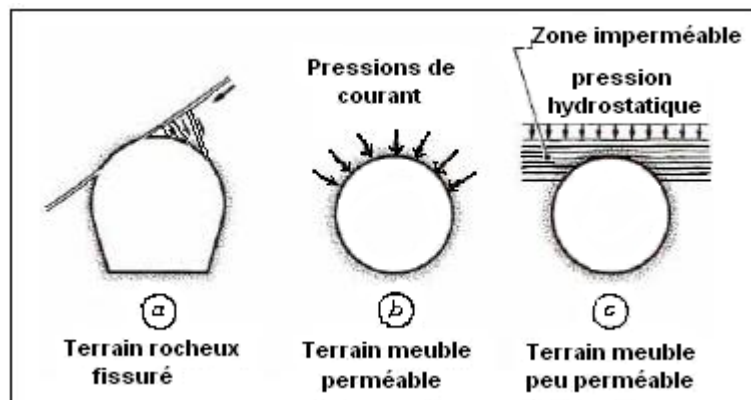


Figure.2.6. Influence des écoulements d'eau [11]

2.3.3. Effet de l'aspect tridimensionnel

- Lors du creusement d'un tunnel au rocher, la tenue du terrain au voisinage du front est évidemment largement influencée par la proximité de ce dernier. Dans cette zone, le volume du terrain décomprimé est limité par une surface sphérique en avant du front qui progresse avec celui-ci. La décompression se fait sentir dans une section avant que le front n'y soit parvenu, mais elle n'atteint son amplitude totale qu'à une distance de quelques diamètres de percement en arrière. Dans toute la zone intermédiaire, le noyau du terrain non encore excavé en arrière du front participe au soutènement et facilite la tenue des parois pendant la mise en place éventuelle du soutènement. Cet aspect tridimensionnel qui est certainement très important pour le dimensionnement du soutènement provisoire est encore difficile à appréhender par le calcul si l'on est en présence d'un terrain anisotrope ou hétérogène.
- Dans le cas des tunnels en terrain meuble, cet aspect est souvent moins prépondérant parce que la stabilité dépend en premier lieu des caractéristiques mécaniques du sol et que l'influence du front est relativement plus limitée.

2.3.4. Effet du temps

Lors du creusement d'une galerie, le processus de décompression du terrain encaissant n'est pas immédiat mais le mouvement de convergence des parois se poursuit en fonction du temps, même lorsque la progression du creusement est interrompue. Le temps joue donc un rôle important dans la lutte contre l'instabilité des parois d'une galerie, qu'il s'agisse de terrains rocheux fracturés dont les mouvements sont gouvernés par la déformabilité des fissures et des matériaux qu'elles contiennent ou qu'il s'agisse de terrains meubles.

Faute de pouvoir définir précisément les lois de déformation des matériaux en fonction du temps, c'est le plus souvent à l'expérience qu'on se référera pour définir les délais admissibles pour la mise en place des soutènements

2.4. Creusement des ouvrages souterrains

Il existe deux modes de réalisations des ouvrages souterrains :

2.4.1. Les tranchées couvertes

Les tranchées couvertes sont des tunnels par leur configuration finale et leur destination, mais elles se rattacheront plutôt aux travaux de surface par leur mode de construction.

Pour que l'on puisse réaliser un tunnel par la méthode de la tranchée couverte, il faut nécessairement à la fois qu'il s'agisse d'un ouvrage à faible profondeur et que l'on puisse disposer de la surface nécessaire au sol pendant une durée suffisante pour la réalisation des travaux.

On peut citer comme exemple la station Hamma au niveau du métro d'Alger qui est représentée par la figure 2.7.



Figure.2.7. Station Hamma durant la phase de construction

2.4.2. Creusement en souterrain

A l'ancien temps le creusement des ouvrages souterrains se faisait à la main mais vers la fin du 19^{ème} siècle, l'emploi de l'explosif dans les travaux souterrains a

constitué un pas révolutionnaire pour ces travaux, mais dû aux inconvénients liés à l'explosif (l'ébranlement et la désorganisation du terrain encaissant, les hors profils, les risques d'accidents,...) les techniciens ont fait le passage du creusement à l'explosif au creusement mécanique dont la première machine a été conçue et réalisée en 1881 par le Colonel de Beaumont et ainsi se fut le lancement des engins mécaniques à attaque ponctuel. Et ce n'est qu'en 1954 qu'apparaît aux Etats-Unis le premier tunnelier et depuis ce temps là les tunneliers ont connu une large utilisation à travers le monde.

Dans ce qui suit on va donner un aperçu sur ces trois méthodes qui sont actuellement couramment utilisées au creusement en souterrain.

a. Creusement à l'explosif

C'est vers 1627 que l'explosif, qui n'était encore que de la poudre noire, a été, pour la première fois, utilisé dans une mine souterraine d'Autriche-Hongrie. Auparavant, le roc était démolé à la force des bras en utilisant des outils aussi sommaires que les barres à mine, ciseaux, marteaux et massues. Les anciens avaient, il est vrai, apporté certains perfectionnements en chauffant la roche par un feu intense, puis en la refroidissant brutalement pour y multiplier les fractures de retrait et la rendre plus facile à abattre.

En matière de génie civil, c'est en 1679 que la première application de l'explosif a été faite en France pour le creusement du tunnel de navigation du canal du Languedoc. Il a fallu attendre la machine à vapeur pour qu'en 1838 un premier essai de mécanisation du forage des trous de mines soit tenté aux États-Unis près du Lac Michigan ; mais c'est seulement à partir de 1861 que l'application industrielle de l'air comprimé et l'invention du marteau perforateur ont permis de creuser plus vite et de façon plus rationnelle. C'est à cette date notamment qu'a été construit le premier ensemble de marteaux perforateurs montés sur châssis mobile (qui n'avait pas encore pris le nom de jumbo) et qu'il a été utilisé pour le creusement du premier tunnel ferroviaire du Fréjus entre la France et l'Italie.

A noter que la technique de creusement à l'explosif n'est appliquée que pour les terrains rocheux. [11]

b. Creusement mécanique à attaque ponctuelle

Les machines à attaque ponctuelle sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles. Ce châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne. Dans les machines à attaque radiale (type Paurat, Dosco, Demag ou certaines Eickhoff), la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras. Dans les machines à attaque transversale (Alpine, Westfalia ou certaines Eickhoff), la fraise, appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front.

Dans le premier cas, le creusement de chaque volée commence par l'exécution d'une sorte de forage perpendiculaire à la surface du front (*sumping*) permettant à la fraise de pénétrer dans le terrain et se poursuit par un fraisage progressif des parois de ce pré-creusement. La fraise doit donc être équipée d'outils permettant ces deux modes successifs de creusement. Dans le deuxième cas, le creusement se fait en principe toujours par fraisage tangentiel à la surface cylindrique du « tambour ».



Figure.2.8. Machine à attaque ponctuelle [12]

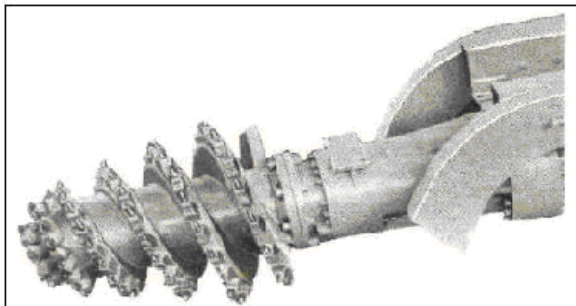


Figure.2.9. Bras à attaque radial (Eickhoff) [11]

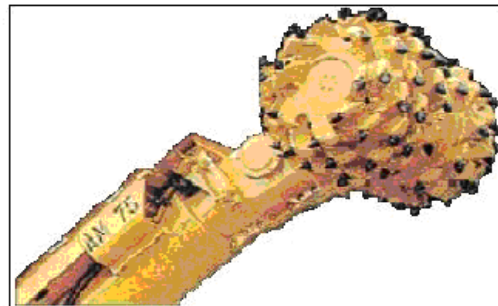


Figure.2.10. Bras à attaque transversale (Alpine) [11]

Les outils qui équipent les fraises sont des « pics » ou des « crayons » cylindro-coniques.

La masse totale des machines est de 5 à 60 t. Suivant les modèles, la hauteur maximale d'attaque de la fraise par rapport au niveau de roulement peut varier entre 3,50 et 6,50 m.

Leur domaine d'emploi est surtout celui des sols cohérents ou des roches tendres pouvant être désagrégées sans poussée excessive (résistance à la compression simple de quelques dizaines de MPa), mais ne nécessitant pas de soutènement immédiat du front de taille.

Par contre, elles s'accommodent parfaitement de terrains hétérogènes et permettent la réalisation de toutes formes de sections en laissant libre l'accès au front.

c. Creusement au tunnelier

Le tunnelier est un outil de forage qui assure simultanément les différentes fonctions de réalisation d'un ouvrage de grande dimension. Il permet non seulement l'excavation, mais aussi le maintien du terrain pendant le forage, puis la mise en place de la structure même du tunnel et il permet également de travailler à l'abri de l'eau si le projet est sous la nappe phréatique.

On note qu'il existe plusieurs types de tunneliers, le choix de la machine se fait principalement en fonction du terrain rencontré.

Très schématiquement, il est composé d'une roue dite "tête de forage" à l'avant du bouclier (fonction excavation, maintien du front de taille et travail en milieu étanche).

À l'aide d'un bras muni de ventouses dit "érecteur" les éléments en béton du revêtement du tunnel, appelés "voussoirs", sont mis en place dans le tunnel à l'abri du bouclier.

Puis viennent alors plusieurs remorques composant le "train suiveur" et qui portent toute la logistique mécanique et électrique de la machine.

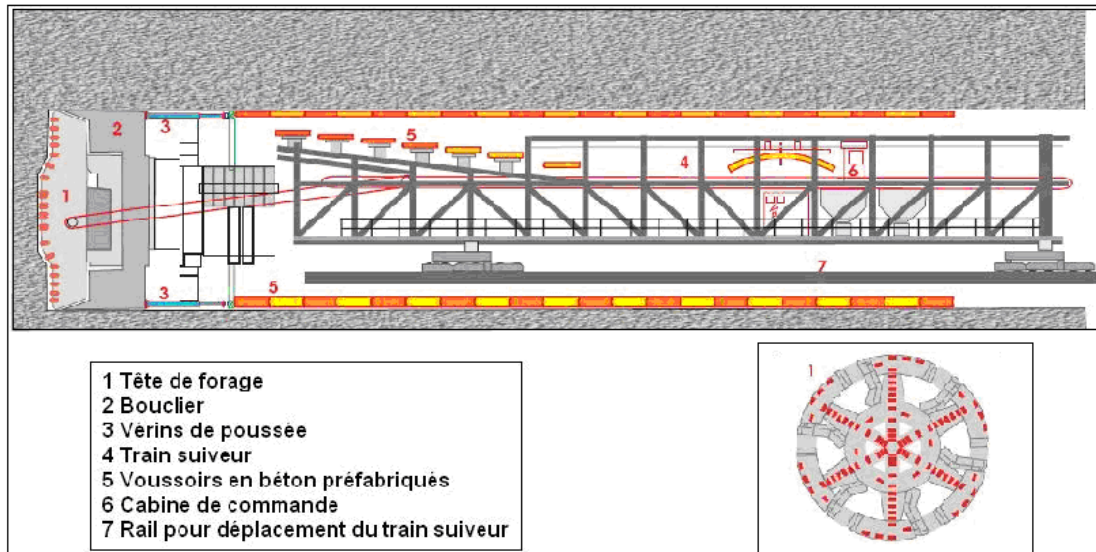


Figure.2.11. Fonctionnement d'un tunnelier [13]

L'avancement de l'ouvrage se fait en deux phases :

- Le forage, pendant lequel la tête de forage excave le terrain.
- La mise en place des voussoirs pour former un "anneau" de tunnel. Cet anneau servira d'ailleurs de point d'appui aux vérins de la machine lui permettant alors d'avancer pendant la phase de creusement suivante.

Afin d'éviter tout vide entre le terrain et le tunnel Un mortier dit "mortier de bourrage" est injecté derrière l'anneau.

Les matériaux d'excavation sont alors transportés à l'extérieur pour être évacués tandis que la machine est alimentée en voussoirs, matériau, fluide et air depuis l'extérieur.

Il existe deux types principaux de tunneliers; le premier est les tunneliers en mode fermé comme le montre la figure suivante:



Figure.2.12. Tunnelier en mode fermé [14]

Le deuxième est les tunneliers en mode ouvert comme le montre la figure suivante:



Figure.2.13. Tunnelier en mode ouvert utilisé pour percer un tunnel pour le métro d'Athènes [14]

Les tunneliers en mode ouvert permettent de réaliser les profils de tunnel les plus divers. Outre leur grande rentabilité, elles se caractérisent par leur maniement aisé, leur flexibilité et des frais de montage relativement faibles.

2.5. Méthodes de calcul des ouvrages souterrains:

Au cours du temps, les méthodes de calcul des ouvrages souterrains ont subi un très grand développement dû essentiellement aux requis d'expérience, de théories et l'énorme évolution de l'outil informatique.

Ce développement de méthodes est passé par trois grandes étapes :

2.5.1. Méthodes empiriques :

L'art des tunnels a resté longtemps une science empirique qui se base sur l'expérience et le savoir-faire de ses techniciens qui ont mis en œuvre des méthodes de calcul dites « empiriques ». Ces méthodes là s'appuient en général, pour la détermination de sollicitations et du soutènement adéquat, aux classifications des

terrains et les dimensions de l'ouvrage. La différence entre ces méthodes se traduit par le choix effectué pour chacune d'elle des paramètres géotechniques qui seront pris en compte pour le dimensionnement des ouvrages, cette différence a fait de sorte qu'ils existent toute une gamme de méthodes empirique dont on cite ci-dessous celles les plus utilisées actuellement :

- La méthode d'AFTES.
- La méthode de Barton.
- La méthode de Bieniawski.
- La méthode de Terzaghi.

Les principaux avantages de ces méthodes sont la rapidité et la facilité d'emploi en plus qu'elles n'exigent pas de grandes connaissances mathématiques, mécaniques ou informatiques. Mais leur majeur inconvénient c'est la non prise en compte de tous les paramètres géotechniques et géométriques influents sur l'ouvrage ce qui augmente le taux d'incertitude des résultats obtenus. En ce qui suit je vais présenter la méthode de Z. BIENIAWSKI à titre d'exemple pour avoir une claire idée sur ces méthodes.

❖ **Méthode de Z. BIENIAWSKI**

▪ **Principe de la méthode**

Cette méthode utilise cinq paramètres pour classer les roches, elle se base sur la description des terrains traversés et les caractéristiques des roches rencontrées.

▪ **But de la méthode**

- Classification du terrain.
- Recommandation de soutènement.

▪ **Description de la méthode**

Z.BIENIAWSKI a utilisé les paramètres suivants :

1. La résistance à la compression simple ou essai Franklin (pour les roches dures).
2. Le R.Q.D. pour caractériser la qualité du rocher.
3. L'espacement des joints. Le terme « joints » comprend tous les types des discontinuités (stratification, schistosité, fractures, diaclases).
4. La nature des joints.
5. Les venues d'eau.

Chacun des paramètres précédents aura une note (voire tableau 2.3), la somme des notes, après avoir été ajustée par une note relative à l'orientation, nous donne une appréciation générale de la qualité du rocher et on utilisant le tableau 2.5 pour connaître :

- La classe du rocher (de très bon à très médiocre).
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

La note globale obtenue est couramment appelée « Rock Mass Ratings » ou « R.M.R. ».

Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place.

Tableau.2.2. Méthode de Z. BIENIAWSKI
Paramètres de classification des roches et notes de pondération [15]

PARAMETRES		COEFFICIENTS							
1	Résistance de la roche	Indice Frank-Lin	>8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D.	90-100	75-90	50-75	25-50	< 25			
	note	20	17	13	8	3			
3	Espacement des joints	>3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	< 50m			
	note	30	25	20	10	5			
4	Nature des joints	Surfaces très rugueuses non continues Eponte en contact Eponte non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Eponte non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Eponte altérées	Surfaces lustrées ou remplissage < 5 mm ou joint ouvert 1 à 5 mm joints continus	Remplissage mou >5 mm ou joints ouverts >5 mm joints continus			
		note	25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau		< 25 l/min	25-125 l/min	> 25 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0.0-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
	Hydro-géologie	Complètement sec		Suintements (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau			
	note	10		7	4	0			

Tableau.2.3. Note d'ajustement pour l'orientation des joints [15]

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Pendage 0-20°
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage 40-90°	Pendage 20-45°	
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°			
Très favorable	favorable	Moyen	défavorable	Très défavorable	moyen	Défavorable

Orientation Des joints	Très Favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note D'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Tableau.2.4. Classe de rocher suivant la classification de Z. BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement [15]

Note globale	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe de rocher et description	1 très bon rocher	2 bon rocher	3 rocher moyen	4 rocher médiocre	5 rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1.5m de portée	10mn pour 0.5 m de portée

**Tableau.2.5. Recommandation du soutènement
d'après Z. BIENIAWSKI [15]**

Classe de la roche	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETÉ			CINTRES METALLIQUES	
	ESPACEMENT	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	GÉNÉRALEMENT PAS NÉCESSAIRE						
2	1.5-2.0m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50mm	néant	néant	Non rentable	
3	1.0-1.5m	Treillis soudés + 30mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2.0m
4	0.5-1.0m	Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 1.5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0.7-1.5m
5	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7m

(1) diamètre des boulons : 25mm, longueur : 1/2 diamètre du tunnel, scellement réparti à la résine

2.5.2. Méthodes analytiques

Vue que les méthodes empiriques ne permettent que d'orienter le choix du type de soutènement sans avoir une vérification optimale de la stabilité de l'ouvrage souterrain, les techniciens ont fait recours à une nouvelle approche dite analytique qui complète l'approche empirique et permette une réelle analyse de la stabilité du soutènement choisi.

Les méthodes analytiques se distinguent en deux groupes :

a. Les méthodes analytiques élastiques

Elles considèrent le comportement, du massif autour du tunnel, élastique permanent. De ces méthodes on peut citer les méthodes de :

- Einstein-Schwartz.
- Goodman-Shi.
- Kirch.
- Lamé.
- Warburton.

b. Les méthodes analytiques élasto-plastiques

Elles considèrent le comportement, du massif autour du tunnel, comme plastique dont on cite de ces méthodes :

- Bernaud-Rousset.
- Convergence-Confinement.
- Panet.
- Théorème limite.
- Convergence-Bayol.

Les méthodes analytiques, telle que la méthode de convergence-confinement, servent aussi d'approche pour l'utilisation ultérieure de méthodes numériques plus sophistiquées, telle que la méthode des éléments finis.

En ce qui suit je vais présenter la méthode d'analyse limite à titre d'exemple pour avoir une claire idée sur ces méthodes.

❖ La méthode d'analyse limite

L'analyse limite est une application directe des théorèmes des limites inférieures et supérieures mais au cours des années, bien des chercheurs se sont dedicacés à l'obtention d'expression de solution statiquement admissible donc l'utilisation du théorème des limites inférieures.

▪ Théorèmes des limites inférieures

Le théorème de la limite inférieure établit que toute solution statiquement admissible qui nulle part ne viole les conditions du sol constitue une valeur limite inférieure à la pression interne nécessaire à la stabilité de l'excavation.

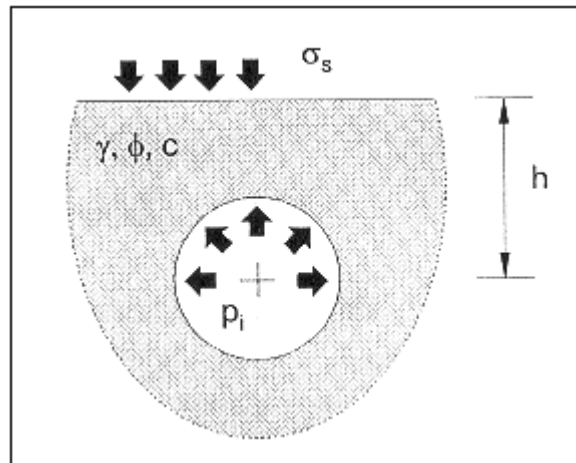


Figure.2.14. Théorème de la limite inférieure [16]

Cette solution donne une valeur de la pression interne supérieure à la valeur critique en dessous de laquelle il y aura rupture. Elle représente donc une estimation allant du côté de la sécurité pour la pression nécessaire de support.

▪ **Solution statiquement admissible de Caquot (1956)**

- **Hypothèses**

Le milieu est considéré continu d'une cohésion non nulle avec un comportement élastoplastique dont les contraintes sont uniformes et hydrostatiques. Le tunnel est caractérisé par une section circulaire et une profondeur relativement faible.

- **Principe**

L'intérieur de l'excavation est rempli d'un fluide qui a le même poids volumique que le sol et le problème consiste à estimer la pression de ce fluide qui conduit à la rupture. On considère qu'il y aura rupture lorsque le rayon plastique atteindra le sol. Caquot permet ainsi de calculer en égalant la pression p_i à zéro, la profondeur h associée à la rupture du sol.

- **Expression**

$$p_i = -H\left[1 - \left(\frac{a}{h}\right)^{K-1}\right] + \frac{\gamma a}{K-2}\left[1 - \left(\frac{a}{h}\right)^{K-2}\right] \quad (2.1)$$

Où $H=c/\tan(\Phi)$ et $K=\tan^2(\pi/4+\Phi/2)$.

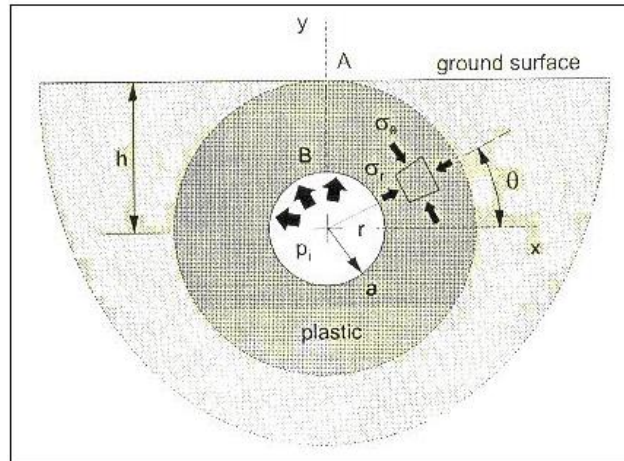


Figure.2.15. Solution statiquement admissible de Caquot [16]

En assimilant la loi de comportement du terrain à une loi élastoplastique avec un critère de Coulomb, on pourra estimer la valeur de la pression externe Q exercée par l'anneau de la zone plastique que peut supporter un soutènement exerçant une pression de confinement égale à P_i .

La pression externe maximale Q est liée à la pression interne par la relation :

$$q = \lambda P_i + C \cot \phi (\lambda - 1) \quad (2.2)$$

D'où $K = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$ et $\lambda = \frac{K + 1}{2} \left(\frac{h}{r} \right)^{K-1}$

2.5.3. Méthodes numériques

Elles sont des méthodes d'actualité où elles mettent tous les outils et les connaissances disponibles (mathématiques, mécaniques, informatiques,...) à son service. Le principe de ces méthodes réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et la résolution d'un certain nombre d'équations, à plusieurs milliers d'inconnues pour des cas simples, à fin d'obtenir la solution qui se traduit par des résultats très précis mais qui sont coûteuses d'un point de vue temps machine.

Généralement, ces méthodes sont utilisées après des études plus grossières effectuées par des méthodes empiriques et analytiques.

Parmi les méthodes numériques on peut citer :

- Différences finies.
- Eléments discontinus.
- Eléments finis.
- Eléments frontières.

Pour ce travail on a choisi la méthode des éléments finis.

2.6. Justification du choix de la méthode des éléments finis

Lorsqu'on parle des méthodes empiriques, il est connu qu'elles ne possèdent ni hypothèses bien définies ni justification scientifique rigoureuse, car elles proviennent de l'expérience d'une ou plusieurs personnes plutôt que du fruit de recherches scientifiques.

Et concernant les méthodes analytiques on peut distinguer entre deux types ; soit elles analysent les distributions des contraintes et des déplacements dans le massif (Lamé, Kirsch, Panet) soit elles analysent le comportement du soutènement (Analyse limite, Einstein -Schwartz et convergence -confinement) sans oublier qu'elles ne prend en charge dans leurs analyses que des géométries bien précises des ouvrages souterrains (en général la forme circulaire) qui sont creusés en une seule étape, dans un milieu isotrope et d'une géologie homogène.

Mais d'un autre côté, on a les méthodes numériques d'où:

- les différences finies qui ont prouvé leur valeur dans le domaine de la mécanique des fluides plus que tout autre domaine.
- les éléments discontinus sont utilisés pour la modélisation des milieux discontinus (les roches fracturées par exemple) La discrétisation de la structure est faite en découpant le terrain en blocs, liés par des joints mais si on a pas pu évaluer exactement la fréquence, l'orientation et la taille des discontinuités existantes dans le massif cette démarche perd sa justification car le paramétrage des joints et le découpage en blocs devient très difficile
- La méthode des frontières (Boundary method) qui ne considère que la frontière des ouvrages souterrains ; le massif est représenté par un milieu continu infini et homogène. Il est très difficile de représenter plusieurs matériaux et des lois de comportement différents (Hoek, [8]).
- Et la méthode des éléments finis qui peut être utilisée pour l'analyse de distribution des contraintes et des déplacements comme pour l'analyse du comportement du soutènement, elle peut aussi s'adapter à n'importe quelle forme géométrique des ouvrages et elle donne de splendides résultats avec la mécanique des milieux continus et ses applications (comme la mécanique des sols), elle est valable pour l'analyse d'une construction réalisée en plusieurs étapes et aussi elle peut prendre en compte l'hétérogénéité du milieu. Tous ces avantages la rendent parfaitement adéquate pour être utilisée au dimensionnement des ouvrages souterrains.

2.7. Tassements de surface causés par le creusement des tunnels

Lors des projets de construction d'ouvrages souterrains en site urbain; la prévision des tassements de surface constitue un enjeu important.

Ce problème (le tassement) caractérise en particulier le creusement des tunnels peu profonds qui provoquent des déformations en surface du massif encaissant. Ce tassement n'est pas uniforme; il se concentre à l'aplomb du tunnel sous la forme d'une cuvette. Dans les villes on remarque que ce tassement affecte toutes les composantes du tissu urbain, qu'il s'agisse des bâtiments, des ouvrages d'art, des voiries, des réseaux, d'autres tunnels préexistants ou bien des fondations profondes.

On note qu'avoir à notre disposition des moyens efficaces qui permettent d'estimer l'étendue et la nature des mouvements et des perturbations associées au

creusement de tunnels ou de tranchées en site urbain constitue un besoin impératif, estimation sans laquelle on ne dispose pas de base rationnelle de décision.

2.7.1. Les mécanismes

Les tassements de surface résultent d'un double mécanisme d'interaction sol - structure : l'interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et l'interaction entre le massif et le bâti environnant, d'autre part. Au voisinage du front, le champ de déplacements engendré par le creusement est tridimensionnel : à la convergence du terrain dans le plan orthogonal à l'axe du tunnel (tassement en clé, convergence, soulèvement du radier) s'ajoutent des déplacements d'extrusion du terrain vers le front de taille, dans la direction de l'axe du tunnel. Globalement, les vecteurs de déplacements sont dirigés vers la région active de l'excavation, ce qui, compte tenu de la progression quasi continue du creusement, confère au champ des déplacements un caractère évolutif : en un point situé dans une section donnée du massif, la direction et l'amplitude du vecteur de déplacement du terrain changent à l'approche du front, lors de son passage, puis pendant son éloignement de la section considérée. L'interaction tunnel- massif se traduit donc par des convergences en paroi, l'extrusion du front et par des efforts dans les soutènements. On pourrait ajouter aussi le rôle de l'eau (écoulement, pression interstitielle, pression sur le soutènement, etc.). La convergence totale et l'extrusion composent ce que l'on nomme les « pertes de volume ». Ces différents ingrédients sont rassemblés sur la figure 2.16.

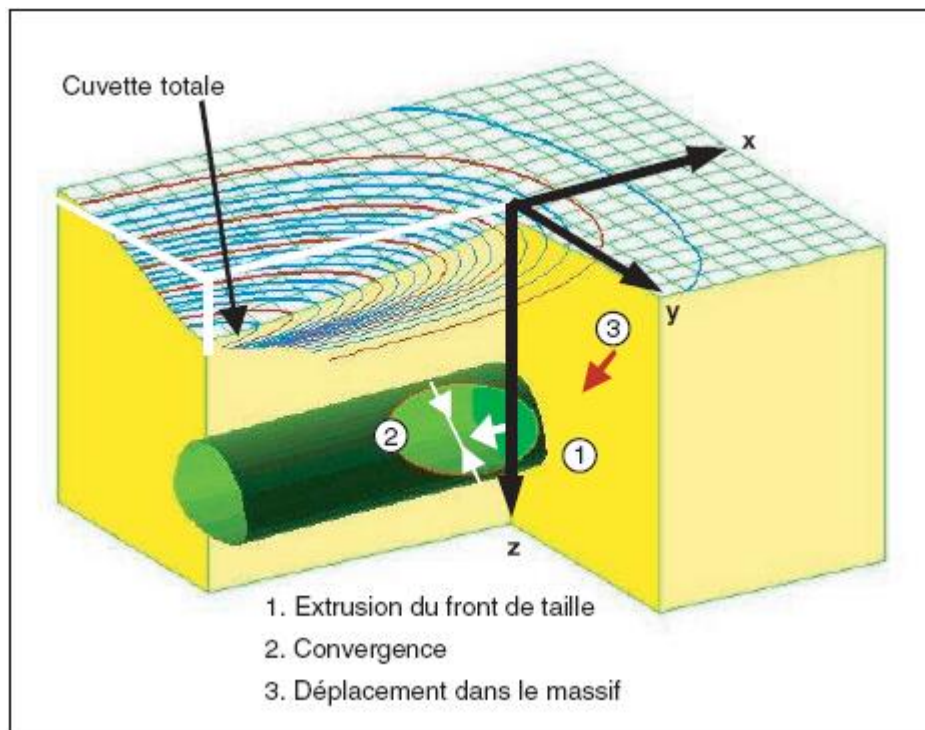


Figure.2.16. Déformations et tassements de surface pendant le creusement d'un tunnel peu profond. [17]

Les principaux facteurs à prendre en compte pour maîtriser les déformations du massif et leurs effets en surface sont :

- La méthode de construction du tunnel, qui peut permettre de limiter les pertes de volume en souterrain et d'assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Le comportement du massif, souvent fortement non linéaire, dont la réponse dépend fortement de son état initial ;
- Les hétérogénéités du massif avec, en général, une couche de faibles caractéristiques en surface, où se trouvent la plupart des fondations.
- La nature et l'état du bâti, qu'il faut expertiser à l'avance, puis surveiller pendant la construction du tunnel.

Les déformations tolérées en surface dans les travaux souterrains en site urbain se situent au niveau 0,1 %. Il s'agit là de petites déformations, qui ne se rapportent pas à des régimes plastiques dans la plupart des sols ou des roches fracturées. Dans la périphérie de l'ouvrage, au contraire, les niveaux de déformations moyens sont d'un ordre de grandeur plus grand (1 %).

2.7.2. Calculs numériques en éléments finis des tassements de surface

Des calculs numériques par la méthode des éléments finis ont été utilisés par plusieurs auteurs pour compléter les développements analytiques ou établir directement des relations entre les propriétés des terrains, les caractéristiques géométriques du tunnel (profondeur et diamètre) et les tassements de surface (Sagaseta et Oteo, 1974 ; Oteo et Moya, 1979 ; Sagaseta, 1987 ; Oteo, 1993; Verruijt, 1997). Dans le même esprit, des calculs paramétriques ont été entrepris pour relier les tassements calculés en surface aux caractéristiques géométriques du tunnel et aux propriétés mécaniques du terrain (Serratrice, 2001). Cette approche est restreinte au cas d'un tunnel horizontal de section circulaire creusé dans un massif semi - infini élastique isotrope et homogène, considéré en déformation plane (calcul bidimensionnel). Les paramètres suivants ont été pris en compte : la profondeur de l'axe du tunnel, le rayon du tunnel, le poids volumique du terrain, son module d'Young, son coefficient de Poisson, le coefficient de pression des terres au repos et le taux de déconfinement. Les calculs ont été effectués par éléments finis au moyen du logiciel CÉSAR-LCPC.

Conclusion

Au cours des vingt dernières années, les travaux souterrains ont évolué énormément grâce aux progrès réalisés tant dans le domaine de l'approche théorique des phénomènes en mécanique des sols et des roches que dans celui de la technologie de l'abattage mécanique ou à l'explosif et grâce aussi aux nouvelles techniques de soutènement plus directement adaptées aux conditions rencontrées.

Ces progrès ont permis, à la fois, d'améliorer la sécurité pendant les travaux, de réduire les délais d'exécution et aussi les coûts.

La combinaison des différents types de soutènement (béton projeté, cintres légers, boulons) permet de mieux faire participer le terrain à la résistance de l'ensemble et doit donc conduire à des économies sensibles.

Enfin, les progrès des tunneliers à attaque ponctuelle ou globale ont permis, dans bien des cas, de pulvériser les records de vitesse de creusement d'où cette méthode s'est avérée être une méthode extrêmement performante, rapide et sûre dans de nombreux projets d'infrastructure réalisés dans le monde entier, en contrepartie de certains échecs dus aux difficultés d'adaptation de ce type de matériel à des conditions géologiques imprévues ou trop variables. La meilleure mesure qui nous évitera le maximum d'imprévues c'est la réalisation d'une reconnaissance géologique et géotechnique très complète et très favorable.

Le métro d'Alger est classé comme un ouvrage souterrain de classe E pour ses tunnels et classe F pour les stations selon Barton & al [1974].

L'étude géotechnique a un grand intérêt dans tout projet qui traite avec les terrains que se soit sols ou roches. Cet intérêt s'exprime lors de l'étude du projet par l'utilité que l'étude offre au maître d'œuvre de connaître les caractères généraux du site pour définir les possibilités pratiques de réalisation du projet et de choisir entre les différentes variantes d'exécution. Comme elle peut contribuer aussi à l'évaluation du budget du projet et à l'estimation de la durée des opérations en relation directe avec le sous-sol.

Les résultats de l'étude géotechnique permettent aux constructeurs de traiter rapidement avec les différents faits imprévus qui pourront se manifester lors de la réalisation du projet.

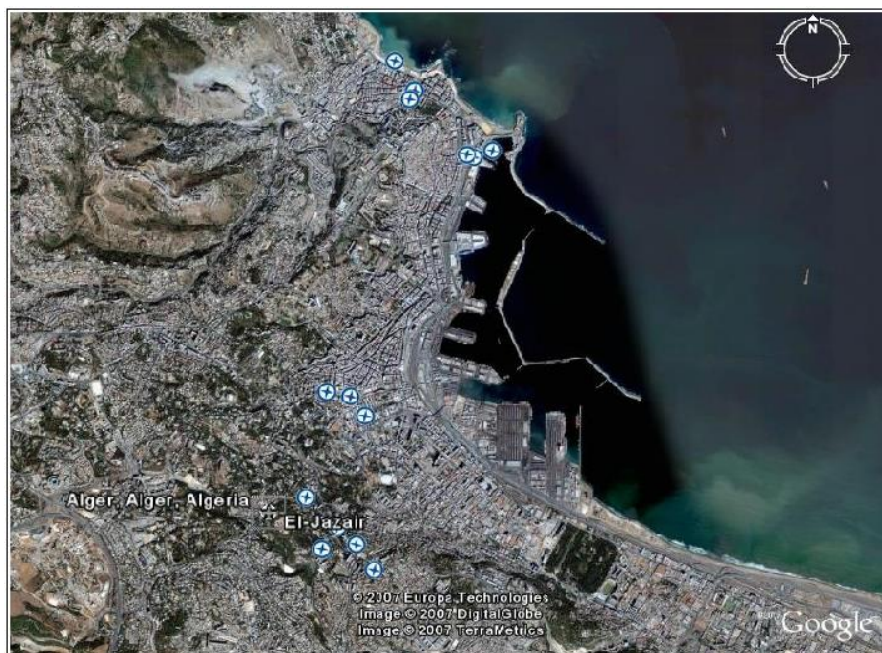
Après que l'ouvrage soit achevé, les renseignements géotechniques, rassemblés au cours de l'étude et la réalisation, permettront de faciliter l'entretien de l'ouvrage et l'augmentation de sa durée de vie et de sa sécurité.

Vu cette importance, dans ce chapitre on va présenter en général le site, le métro d'Alger, puis on se concentrera en particulier sur les résultats des différentes études géotechniques réalisées, dont ces résultats vont être les données de tout calcul qui s'effectuera ultérieurement.

3.1. Présentation du métro d'Alger

3.1.1. Pourquoi le métro

Alger a connue, ces dernières années, un surpeuplement dû à une croissance rapide d'où elle compte aujourd'hui plus de 2.7 millions d'habitants qui sont réparties essentiellement sur la bande côtière centrale ce qui a conduit à la saturation de cette dernière (voire fig.3.1).



**Figure.3.1. Vue de la bande côtière d'Alger
(Photo prise à l'aide de Google Earth)**

Son relief accentué, caractérisé par la rareté de l'espace viaire, cause une congestion des voies de circulation et une gestion difficile des déplacements (voire figure.3.2).



**Figure.3.2. Vue du relief accentué de la bonde côtière d'Alger
(Photo prise à l'aide de Google Earth)**

Malgré tous les projets réalisés ou en cours de réalisation, les problèmes de déplacements dans la capitale ne vont jamais être réglés de manière définitive (voire figure.3.3).



**Figure.3.3. Problèmes de déplacements dans la capitale
(Photo prise à l'aide de Google Earth)**

Vue la rareté de l'espace et l'étroitesse des voies, l'état a été obligé à recourir à un mode de transport qui peut assurer de fortes capacités, un gain de temps et d'espaces et une réduction des atteintes à l'environnement et des nuisances sonores. Ce mode est le métro.

3.1.2. Le métro d'Alger

En 1983, deux études ont été effectuées par SOFRETU et la RATP. Elles ont traité les différents aspects liés au réseau du métro et examiné plusieurs variantes du tracé.

Ces études ont abouti à l'adoption d'un réseau constitué de trois lignes de métro totalisant 56 km et 54 stations. Elles ont permis d'identifier un tronçon prioritaire entre Oued Koriche et Haï El Badr nommé la ligne 1 (voire figure.3.4).

La ligne 1 du métro constitue l'axe le plus chargé. Elle comporte:

- Une ligne de 12.5 km en souterrain.
- 16 stations.
- Des ateliers de maintenance localisés à Bachdjarah.
- Un complexe regroupant:
 - Le poste énergie.
 - Le poste de commande centralisée localisé aux Annassers.

A la mise en service de la totalité de la ligne1, il a été prévue une demande de transports à l'heure de pointe de:

- 21 000 voyageurs dans le sens Oued Koriche-Haï El Badr
- 27 000 voyageurs dans le sens Haï El Badr - Oued Koriche,

Le trafic généré sur la première ligne devrait se situer à 110 millions de voyageurs par an et devrait atteindre le niveau de 150 millions.

Le lancement des services de la ligne 1 est prévu pour l'année 2009.



Figure.3.4. Le tracé de la ligne 1 du métro d'Alger

3.1.3. Matériel roulant

L'exploitation de la ligne est prévue avec des trains à roulement fer sur fer, constitués de six voitures offrant une capacité de 1200 places/train et roulant avec une vitesse maximale de 70 km/h (voire figure.3.5).

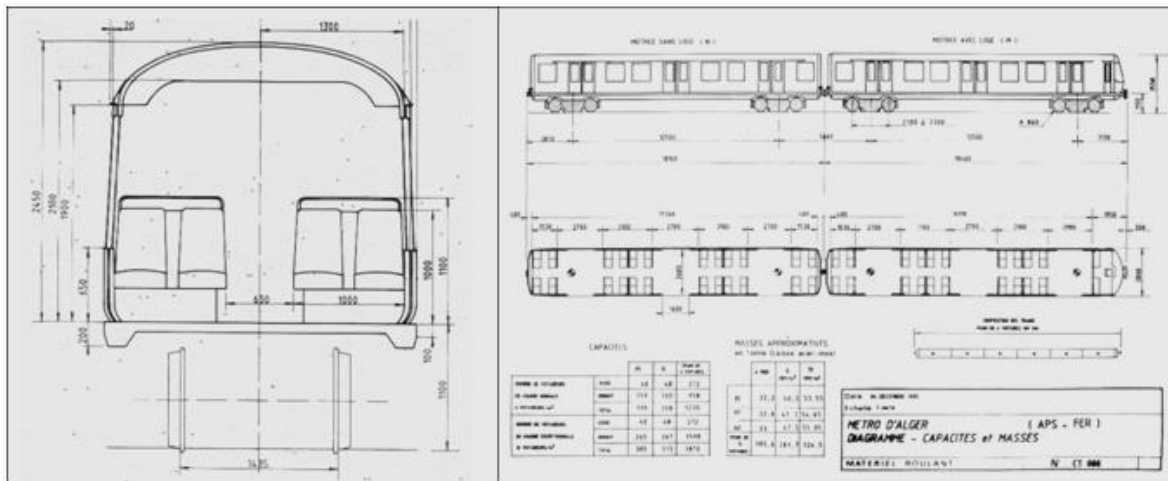


Figure.3.5. Présentation des voitures des trains du métro d'Alger

1.4. La voie

Il s'agit d'une voie classique en fer avec une pente maximale de 5.5%.

3.1.5. Choix du tronçon à étudier

C'est le tronçon 5 du tunnel principal qui a été choisi, ce tronçon situé entre les stations «**Les FUSILLES**» et «**AMIROUCHE**» présente la particularité d'être l'un des plus longs (1 km) et de traverser des conditions géologiques extrêmement variées.

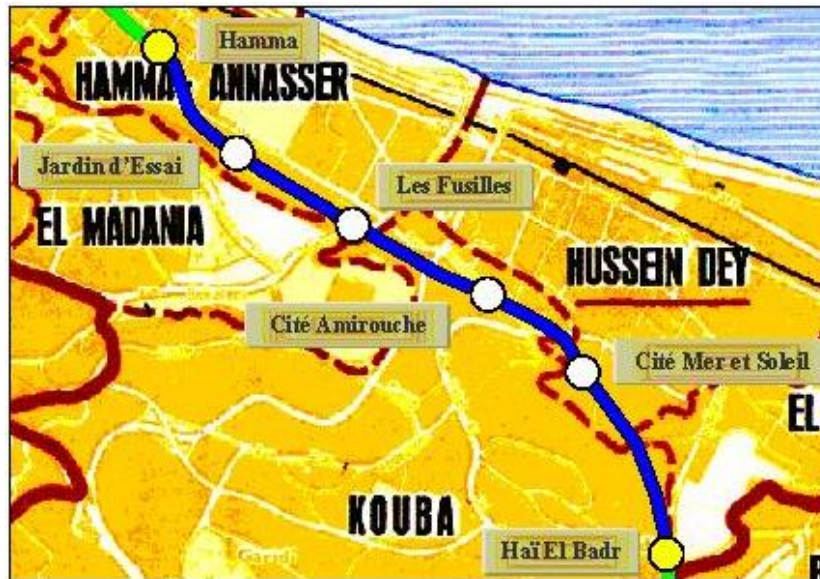


Figure.3.6. Position du tronçon Les Fusillés- Cité Amirouche

3.2. L'étude géotechnique

Suite à la documentation des investigations réalisées par **G.A.A.M.A.** (Groupement Algero-Allemand Métro D'Alger) et l'Hypothèse géotechnique effectuée par le bureau d'ingénierie **Müller + Hereth**, les résultats ont été rassemblés et résumés en ce qui suit:

3.2.1. Conditions géologiques et hydrogéologiques

a. L'ensemble lithologique traversé par le tunnel

Cet ensemble peut être réduit à trois unités principales. D'un point de vue global ces trois couches se superposent plus ou moins horizontalement. Aucune faille, ainsi qu'aucun décrochement, n'ont été répertoriés au sein de ces derniers jusqu'au présent. Ces unités sont par ordre descendant :

- Le Quaternaire.
- La Molasse.
- Les marnes.

On peut ajouter une autre unité qu'on peut la considérer sans importance majeure et qui est les Remblais.

Un schéma représentant la coupe longitudinale de l'ensemble lithologique est présentée en annexe 1.

a.1. Quaternaire et dépôts récents

Le Quaternaire consiste pour la plus grande partie en des sédiments argileux et cohésifs, qui peuvent atteindre des épaisseurs considérables, spécialement dans la partie moyenne du tracé du tunnel.

Cette unité supérieure, parfois d'une épaisseur de quelques mètres, se compose des dépôts récents, habituellement inconsolidés, d'un caractère plus ou moins cohésif. Elle est riche en éboulis et peut être issue de changements anthropogène, de même qu'elle peut contenir des débris de matériaux de construction.

Il a été remarqué La présence :

- Des crevasses érosives remplies au sein du Quaternaire dont il n'est pas possible de prédire leur profondeur et extension horizontale que d'une façon très relative.
- Des conglomérats durs, bien cimentés, avec une taille variable de composants ont été percés par de nombreux forages. Il leur est caractéristique, qu'un grand nombre de ces bancs conglomératiques ne montre que peu voire aucune cohésion entre particules. Ceci est vrai surtout pour les parties profondes. Les composants conglomératiques sont entreposés dans des sables plus ou moins consolidés.

Le tracé du tunnel se situe seulement sur des courtes sections dans cette couche, souvent à proximité des gares prévues. Néanmoins le Quaternaire et les dépôts récents représentent une certaine importance du point de vue de la technique de construction des gares ainsi que des puits de départ.

a.2. Molasse

Au dessous du Quaternaire se situe ladite Molasse. Il s'agit d'une unité d'une inhomogénéité extrême. Le long du tracé du tunnel, l'épaisseur de la Molasse varie de 7 à plus de 20 mètres.

La documentation des campagnes de forage des années 1986 et 1994 décrit les sables de la Molasse comme étant pour leur grande partie caractérisés par une texture poudreuse et un manque total de cohésion. Des grandes pertes dans les carottes récupérées sont typiques.

Les sables de la Molasse affleurent à Hai el Badr, dans la partie Est du tracé planifié, et y forment des murs verticaux d'une hauteur de 5 à 7 mètres. Dans leur sein on trouve de nombreux horizons caractérisés par des précipitations chimiques. Ces concrétions ont soit une forme tuberculeuse, soit elles forment des minces couches qui peuvent graduellement changer vers des bancs de grès à matrice calcaire. Des conditions semblables affleurent aussi dans les parties supérieures des excavations du chantier de la station Hamma.

En de nombreux endroits dans la ville d'Alger la molasse affleure sous forme de murs verticaux de plusieurs mètres de hauteur, constitués de sables en alternance avec des grès. Ces murs ne sont jamais ancrés et montrent peu voire aucune trace d'érosion. Ceci permet d'affirmer que les unités de la molasse sont plutôt bien

consolidées. Ces affleurements montrent aussi clairement les structures décrites précédemment.

De minces couches de grès sont intercalées de manière répétée et d'une façon irrégulière dans les sédiments inconsolidés de la molasse. La fréquence de ces parties rocheuses augmente légèrement vers l'Est.

La cohésion et le grade d'érosion des grès au sein de la molasse varient très fortement. Dépendant de la matrice, l'échelle de consistance s'étale des horizons très friables, facilement cassables à la main jusqu'à des variantes à matrice calcaire extrêmement dures et peu érodées.

Au milieu de la molasse, des marnes consolidées ainsi que des couches conglomératiques consolidées peuvent se manifester. Comme dans le Quaternaire, les conglomérats ne sont pas toujours consolidés, autrement dit, la matrice consiste en du sable peu consolidé.

Dans le domaine entre Hamma et Cité Amirouche la partie basale de la molasse, au passage vers les marnes du Plaisancien, est dominée par des couches marno - gréseuses. A l'Est de la station Cité Amirouche, dans la zone de passage entre molasse et Plaisancien, dominant les sédiments marno-argileux de la molasse.

Le tracé planifié du tunnel perce les couches de la molasse aux entrées et aux sorties des gares et plus particulièrement dans le domaine Est de la Cité Amirouche. Les fondations de la gare Cité Mer et Soleil se situent également dans les sédiments de la molasse.

a.3. Marnes

L'unité la plus basse correspond à une couche relativement homogène, se constituant des marnes argileuses. A partir de cette formation, on constate pour la première fois un «caractère rocheux consolidé» du sol, car il y a probablement peu ou pas de schistosité.

Les marnes à l'affleurement au tunnel près de l'hôpital Mustafa sont compactes à très compactes. Elles se laissent seulement déformer avec un grand effort physique (enfouissement d'une tige en fer) et ne se laissent pas modeler, même pas dans un état humide et frais immédiatement après son excavation.

Aussi dans le chantier de la station Hamma, les marnes forment des murs de plusieurs mètres de hauteur, qui tiennent sans ancrage entre les pieux moulés. Au radier de l'excavation les marnes montrent un caractère rocheux et cassent «en forme de coquille».

Le passage des marnes à la molasse se révèle encore problématique. La surface des marnes apparaît dans la coupe longitudinale assez homogène et lisse. Par contre il est probable qu'en réalité elle soit traversée par des crevasses érosives profondes. Malgré une densification de la grille des emplacements des forages, il est toujours difficile de faire des prédictions en ce qui concerne la position ainsi que l'expansion de telles crevasses.

Le tracé du tunnel planifié entre les stations Hamma et Cité Amirouche passe presque essentiellement et sur toute sa section dans les couches marneuses. Les gares Hamma, Jardin d'Essai, les Fusillés et Cité Amirouche se situent avec leurs fondations dans les marnes.

b. Hydrogéologie

Le niveau d'aquifère est approximativement horizontal entre Hamma et Cité Amirouche dans les unités sableuses et gréseuses de la molasse et se situe entre 12 à 14 m de profondeur. A l'Est de la Cité Amirouche il monte et suit la surface du faciès argileux.

En générale le terrain est sec dans la partie EST du tracé du tunnel, dû au fait que le niveau d'aquifère se situe – la plupart du temps – en dessous, dans les couches de la Molasse. Par contre, par temps de fortes pluies, l'apparition d'inclusions d'eaux au sein des parties perméables sableuses est possible.

La formation marneuse ne contient pratiquement aucune couche avec une haute perméabilité. Dû à sa faible perméabilité, cette formation est assez sèche. Cette couche sert comme unité étanche, autrement dit comme niveau de rétention, par rapport à l'aquifère situé en dessus dans les couches perméables de la molasse.

La valeur de la perméabilité de chaque formation se trouve dans le tableau suivant :

Tableau.3.1. Valeurs de perméabilité pour chaque formation

	Perméabilité [m/s]
Quaternaire	$1.5 * 10^{-4}$
Molasse	$5 * 10^{-5}$
Marnes	10^{-15}

3.2.2. Caractéristiques géotechniques

Au cours d'essais en laboratoire et in-situ appliqués aux différents types de sol, des valeurs moyennes des paramètres géotechniques ont été obtenues et sont présentées dans les tableaux suivants :

Tableau.3.2. Valeurs caractéristiques de base pour tunnel et fouilles (Marnes) [G.A.A.M.A]

PARAMETRES		Marnes	
		gréseuses	argilo-sableuses
Poids volumique saturé [kN/m ³]		24	24
Poids volumique humide [kN/m ³]		21	21
Module d'élasticité à court terme (Module de Young) [MN/m ²]		500	300
Module d'élasticité à long terme (Module de Young) [MN/m ²]		350	200
Constante de Poisson (Coefficient de dilatation transversale)		0.3	0.4
Cohésion Cu [kN/m ²]		250	200
Cohésion C' [kN/m ²]		150	100
Angle de frottement ($\varphi_u = \varphi'$)		30.0°	27.5°
Coefficient de pression des terres au repos		0.50	0.50-0.80
Caractéristiques oedométriques	Pc [kN/m ²]	514	
	Cc (%)	15,06	
	Cg (%)	9	
Compression simple Rc [kN/m ²]		107	

Tableau.3.3. Valeurs caractéristiques de base pour tunnel et fouilles (Molasse) [G.A.A.M.A]

PARAMETRES		molasse		
		gréseuse	sableuse	argileuse
Poids volumique saturé [kN/m ³]		22	22	22
Poids volumique humide [kN/m ³]		19.3	19.3	19.3
Module d'élasticité à court terme (Module de Young) [MN/m ²]		350	175	175
Module d'élasticité à long terme (Module de Young) [MN/m ²]		250	125	125
Constante de Poisson (Coefficient de dilatation transversale)		0.3	0.3	0.3
Cohésion Cu [kN/m ²]		200	50	75
Cohésion C' [kN/m ²]		100	0	30
Angle de frottement ($\varphi_u = \varphi'$)		27.5°	32.5°	27.5°
Coefficient de pression des terres au repos		0.50	0.46	0.54
Caractéristiques oedométriques	Pc [kN/m ²]	-	-	486
	Cc (%)	-	-	18,20
	Cg (%)	-	-	6,28
Compression simple Rc [kN/m ²]		-	-	33

Tableau.3.4. Valeurs caractéristiques de base pour tunnel et fouilles (Quaternaire) [G.A.A.M.A]

PARAMETRES		Quaternaire	
		sableux	argileux
Poids volumique saturé [kN/m ³]		22	22
Poids volumique humide [kN/m ³]		20,7	20,7
Module d'élasticité à court terme (Module de Young) [MN/m ²]		20-60	20-60
Module d'élasticité à long terme (Module de Young) [MN/m ²]		15-40	15-40
Constante de Poisson (Coefficient de dilatation transversale)		0.3	0.3
Cohésion Cu [kN/m ²]		10	30
Cohésion C' [kN/m ²]		0	10
Angle de frottement ($\varphi_u = \varphi'$)		32.5°	27.5°
Coefficient de pression des terres au repos		0.46	0.54
Caractéristiques oedométriques	Pc [kN/m ²]	-	-
	Cc (%)	-	-
	Cg (%)	-	-
Compression simple Rc [kN/m ²]		-	-

Tableau.3.5. Valeurs caractéristiques de base pour tunnel et fouilles (Remblais) [G.A.A.M.A]

PARAMETRES	Remblais
Poids volumique saturé [kN/m ³]	21
Poids volumique humide [kN/m ³]	19,45
Module d'élasticité à court terme (Module de Young) [MN/m ²]	5
Module d'élasticité à long terme (Module de Young) [MN/m ²]	3
Constante de Poisson (Coefficient de dilatation transversale)	0.3
Cohésion Cu [kN/m ²]	10
Cohésion C' [kN/m ²]	0
Angle de frottement ($\varphi_u = \varphi'$)	25°
Coefficient de pression des terres au repos	-

3.2.3. Nature du terrain traversé par le métro

D'après les caractéristiques géotechniques présentées précédemment, on peut constater ce qui suit :

▪ **Coefficient de Poisson**

Selon les valeurs du coefficient de poisson on a :

$\nu > 0.35$: terrain peu consolidé ;

$0.2 > \nu > 0.35$: terrain compact ;

Tableau.3.6. Nature du terrain suivant le coefficient de poisson

Marne		Molasse			Quaternaire	
gréseuses	argilo-sableuses	gréseuse	sableuse	argileuse	sableux	argileux
0.3	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
compacte	Peu consolidée	compacte	compacte	compacte	compact	compact

▪ **Résistance à la compression simple**

D'après les définitions des roches et des sols suivante :

– Roches : Géomatériaux possédant une cohésion ($C \neq 0$) et une résistance à la compression simple supérieure à 20 Mpa [19].

– Sols : Géomatériaux pulvérulents ou cohésifs mais ne présentant pas ou pratiquement pas de résistance à la compression simple. La cohésion disparaît par dissolution [19].

Et puisque le terrain sujet d'étude a des résistances à la compression simple inférieures à 100 kN/m², on constate alors qu'il se constitue principalement de sols non pas de roches.

Et en fonction du tableau présenté en annexe 2, on peut aussi avoir la nature de l'ensemble lithologique dont les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau.3.7. Nature et description du terrain suivant la valeur de la Résistance à la compression simple

	Rc [kN/m ²]	Nature du terrain
Molasse	33	Sol
Marnes	107	Sol

▪ **La densité du terrain**

Selon les valeurs de la densité des différentes couches formant le terrain traversé par le tunnel on constate une autre fois qu'on est dans une section formée de sols ou bien dans le cas extrême de roches tendres (voir annexe 2):

Tableau.3.8. Description du terrain suivant la densité

	Marnes		molasse			Quaternaire		Remblais
	gréseuses	argilo-sableuses	gréseuse	sableuse	argileuse	sableux	argileux	
Densité [kN/m ³]	21	21	19.3	19.3	19.3	20,7	20,7	19,45
Description	Densité très faible		Densité très faible			Densité très faible		Densité très faible

3.3. Phases d'exécution du tunnel

La méthode utilisée pour le creusement du tunnel du métro c'est bien la méthode N.A.T.M. (la Nouvelle Méthode Autrichienne) dont les travaux passent par trois phases successives:

3.3.1. Le creusement

Le creusement s'effectue par la méthode à section divisée en utilisant une pelle mécanique. La longueur de volée calotte est 1.2 m, de volée stross est 2.4 m et de volée radier est 2.4 m. Cette méthode a été choisie parce qu'elle facilite la maîtrise de la stabilité des sections excavées et rend la décompression des terrains sus-jacents plus limitée, réduisant ainsi les tassements de surface.

3.3.2. La pose du soutènement provisoire

Il consiste à la mise en place de cintres métalliques de types HEB 120, constitués de trois parties, un chapeau et deux piédroits. Ces cintres sont espacés d'une distance de 1.5 m. Le renforcement des cintres, s'effectuera par la mise en place d'un treillis soudé et du béton projeté avec l'emplacement de 11 boulons d'ancrage par volée caractérisés par une longueur de 3 m et un diamètre de 22 mm.

Le ferrailage correspond à une section d'acier $A_s = 2.76 \text{ cm}^2/\text{m}$.

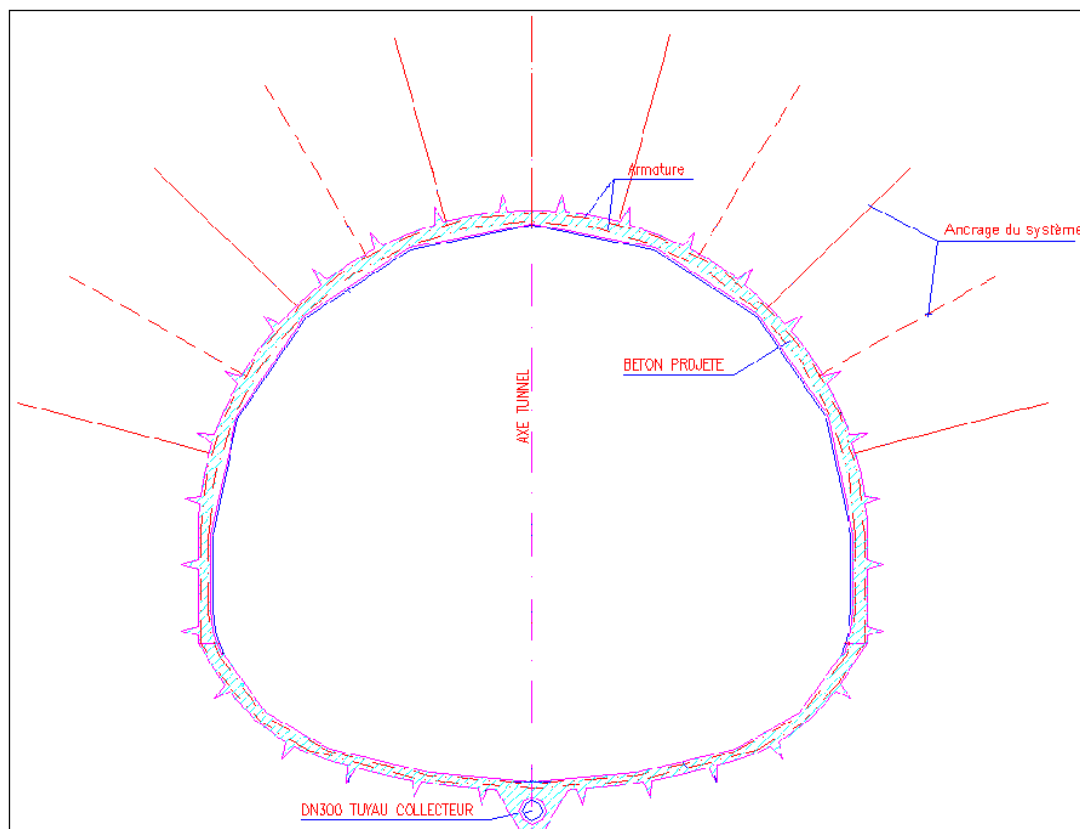


Figure.3.7. Soutènement provisoire [G.A.A.M.A]

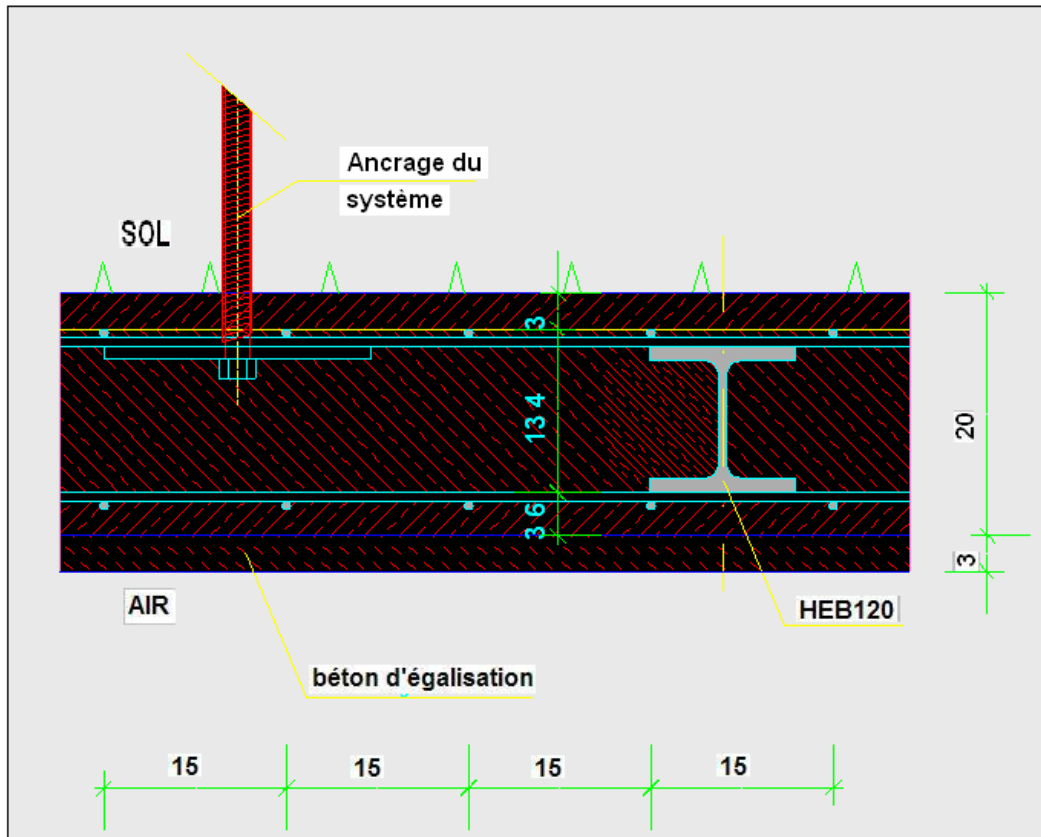
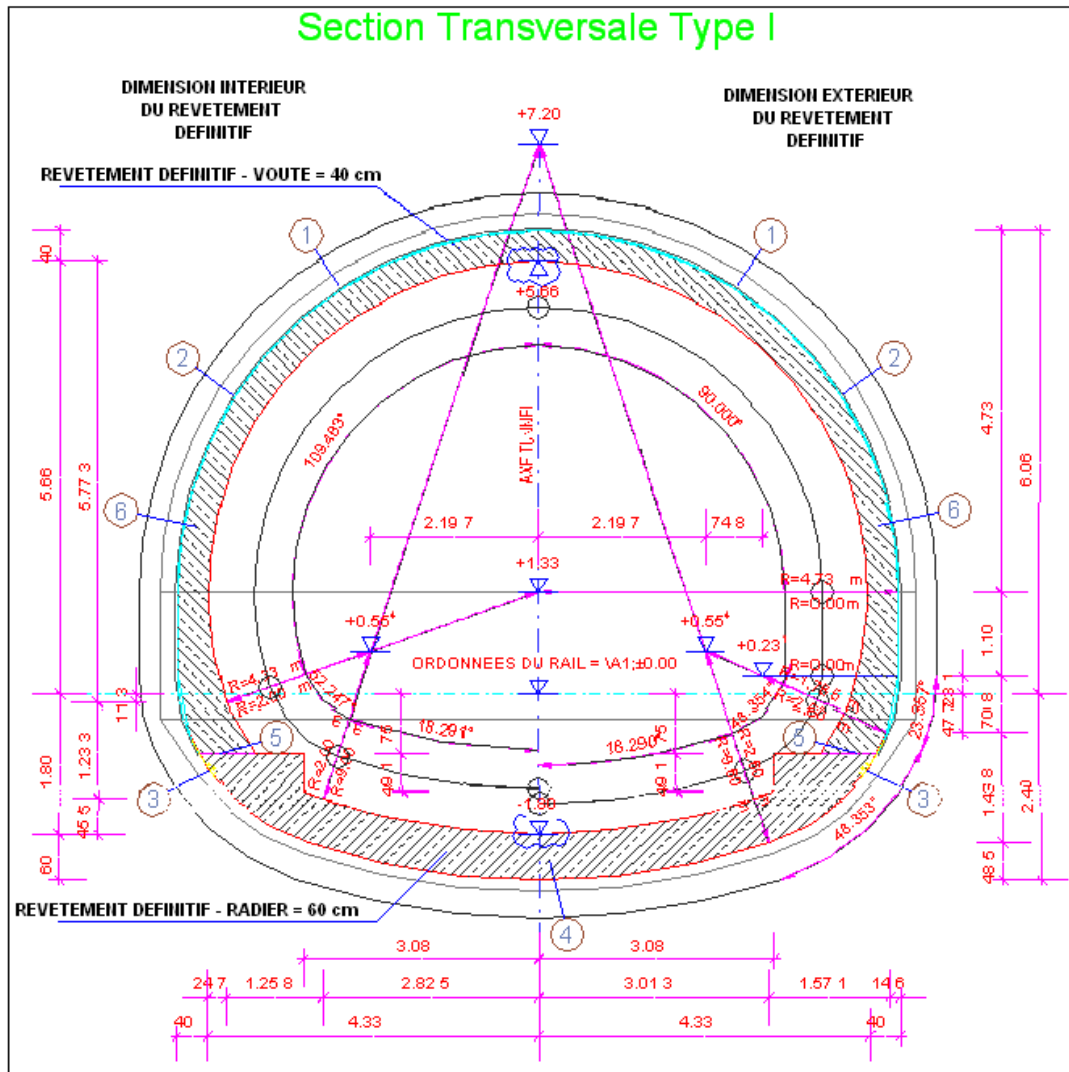


Figure.3.8. Détail du soutènement provisoire [G.A.A.M.A]

3.3.3. L'application du revêtement définitif

Le revêtement définitif est constitué d'une couche de béton B35 d'une épaisseur de 40 cm au niveau de la voûte et pieds droits et 60 cm au niveau du radier.



①	3cm BETON D'EGALISATION	③	JOINT D'ETANCHEITE
②	2mm ETANCHEITE	④	RADIER EN BETON HYDROFUGE B35
⑤	JOINT DE REPRISE (RADIER/VOUTE)	⑥	REVETEMENT DEFINITIF - B35 EN VOUTE ET PIEDROITS
⑥	REVETEMENT DEFINITIF - B35 EN VOUTE ET PIEDROITS		

Figure.3.9. Revêtement définitif [G.A.A.M.A]

La section du tunnel non soutenu est caractérisée par un aire égale à 71.73 m², après la pose du soutènement provisoire l'aire devient 65.70 m² et après la pose du revêtement définitif l'aire est égale à 52.075 m².

3.3.4. Le déconfinement

D'après l'analyse préliminaire « convergence-confinement » effectuée par G.A.A.M.A, les valeurs du taux de déconfinement correspondantes aux soutènement provisoire et revêtement définitif sont successivement 0.55 et 0.75.

Conclusion

- Les crevasses érosives remplies au sein du quaternaire pourraient se montrer problématiques du point de vue de travaux de construction.
- Pour les conglomérats il faut prévoir une perméabilité plus élevée dans ces parties lithologiques pendant la période de construction.
- Le manque total de cohésion qui caractérise une grande partie des sables de la Molasse engendre un risque potentiel d'effondrement durant les travaux et cela a été confirmé par l'équipe de L.N.H.C. qui a constaté des éboulements au niveau de ces formations sableuses.
- La compacité des marnes et leur très faible perméabilité font d'elles un encaissant idéal pour notre ouvrage.
- La surface des marnes due à sa fonction de niveau étanche retenant l'aquifère, est en partie clairement ramollie par l'action des eaux, et par conséquent moins consistante que les marnes sèches situées en dessous. Ce fait doit être pris en compte durant le dimensionnement de l'ouvrage.
- Le terrain de la section 5 est constitué essentiellement de sols compacts.
- La réalisation du métro par le moyen de la nouvelle méthode autrichienne mène à une perturbation minimale du terrain conduisant à des tassements superficiels très réduits.

Les méthodes de calcul classiques admettent en général des géométries simplifiées (couche de sol homogène, massif semi-infini) et réduisent souvent le comportement du sol à des relations unidimensionnelles (théorie de la consolidation) ou bidimensionnelles planes (calculs de stabilité de pente, soutènements) ou axisymétriques (réseaux de drains ou de colonnes, pieux, galeries de tunnels).

Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique permettent de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder l'étude de problèmes aux géométries et lois de comportement complexes. Cette approche globale passe par la définition d'une loi de comportement spécifique à chaque type de sol et par l'utilisation de techniques numériques appropriées. Le développement de ces lois de comportement (ou modèles rhéologiques) s'appuie à la fois sur les schémas théoriques de la mécanique des milieux continus (élasticité, plasticité, viscosité et leurs combinaisons) et sur les résultats d'études expérimentales en laboratoire et en place. Suivant l'influence dominante, on peut ainsi obtenir soit des lois très complexes, qui cherchent à reproduire les moindres fluctuations des courbes expérimentales, soit des modèles plus simples qui se limitent à la représentation des aspects essentiels du comportement des sols réels.

L'une des méthodes numériques, les plus appliquées au monde, est la méthode des éléments finis ; appliquée très largement au début pour l'étude des structures, elle conquiert sans cesse de nouveaux domaines : distribution des potentiels électriques, des vitesses des écoulements de fluides, échanges de chaleur, infiltrations dans les milieux poreux, répartition des niveaux de bruit, etc. Mais le plus important pour nous c'est son application aux problèmes géotechniques, dont elle a prouvé sa valeur ces dernières décennies.

4.1. Historique

En 1909, Ritz développa une méthode effective pour des solutions approchées des problèmes de la mécanique des solides déformables. Elle inclut une approximation de la fonctionnelle énergie par des fonctions connues avec des coefficients inconnus. La minimisation de la fonctionnelle dans la relation de chaque inconnu conduit à un système d'équations dont les coefficients inconnus peuvent être déterminés. L'une des principales restrictions dans la méthode de Ritz est que les fonctions utilisées doivent satisfaire les conditions aux limites du problème.

En 1943, Courant augmente considérablement les possibilités de la méthode de Ritz par l'introduction de fonctions linéaires spéciales et l'applique pour la résolution des problèmes de torsion.

La méthode de Ritz avec la modification de Courant est similaire avec la méthode des éléments finis proposée indépendamment par Clough, plusieurs années après, dont il a été introduit pour la première fois, en 1960, le terme "éléments finis".

Plusieurs contributions importantes en vu du développement de la méthode ont commencé d'apparaître dont les principaux auteurs sont : Argyris, Turner, Martin, Hrennikov. Le premier livre sur la méthode des éléments finis a été publié en 1967 par Zienkiewicz et Cheung sous le titre "The finite element method in structural and continuum mechanics". Ce livre présente une large interprétation de la méthode et ses applications pour la résolution de n'importe quel problème physique.

Au début, la méthode a été utilisée extensivement dans le domaine de la mécanique des structures. Aujourd'hui, elle est appliquée avec succès pour obtenir la solution de plusieurs autres types de problèmes d'ingénierie tel que la géotechnique.

4.2. Principe de la méthode des éléments finis

Le principe de base le plus courant en est le suivant:

- le milieu considéré est bi ou tridimensionnel ;
- le milieu continu est divisé par des lignes (ou des surfaces) imaginaires en un certain nombre d'« éléments finis » ;
- les éléments sont supposés reliés entre eux par un nombre fini de points dits points nodaux situés sur leurs frontières (ce sont généralement les sommets des « éléments » et parfois d'autres points sur les faces ou les arêtes). Ces points nodaux transmettent les efforts d'un élément à l'autre. Les déplacements de ces points nodaux sont les inconnues de base du problème ;
- une fonction permet de définir de manière unique le champ de déplacement à l'intérieur de chaque « élément fini » en fonction des déplacements de ses nœuds (il existe une grande variété de types d'éléments et de fonctions d'interpolation);
- les fonctions de déplacement définissent donc, sans ambiguïté, l'état de déformation à l'intérieur d'un élément en fonction des déplacements nodaux et par suite, compte tenu des propriétés rhéologiques du matériau, l'état de contrainte (l'état de contrainte de l'élément est défini en un ou plusieurs points de l'élément appelés points d'intégration) ;
- à partir de ces fonctions de déplacement et des lois rhéologiques choisies, on détermine une relation de raideur qui à tout champ de déplacement sur le solide (défini donc de façon complète par les composantes \mathbf{U} des déplacements aux nœuds de la structure) fait correspondre un champ de sollicitations (défini de la même façon par les composantes \mathbf{F} des forces aux nœuds).

Cette relation s'écrit $\{\mathbf{F}\} = [\mathbf{K}].\{\mathbf{U}\}$ (4.1)

$[\mathbf{K}]$ est une matrice carrée appelée matrice de rigidité.

Une fois déterminée, la matrice de rigidité $[\mathbf{K}]$ du système, tout problème consiste donc généralement à résoudre le système linéaire (4.1).

Où les inconnues sont les composantes \mathbf{U} du déplacement des nœuds (si l'une de ces composantes est imposée par des conditions aux limites elle est remplacée par la réaction qui en résulte).

Tout chargement se traduit par des forces aux nœuds. Lorsqu'il s'agit d'incrément de charge, les déplacements obtenus sont des incréments de déplacement qui s'ajoutent aux déplacements obtenus lors de l'incrément précédent. Il en est de même pour les contraintes.

Les éléments les plus fréquemment employés sont présentés dans la figure 4.1.

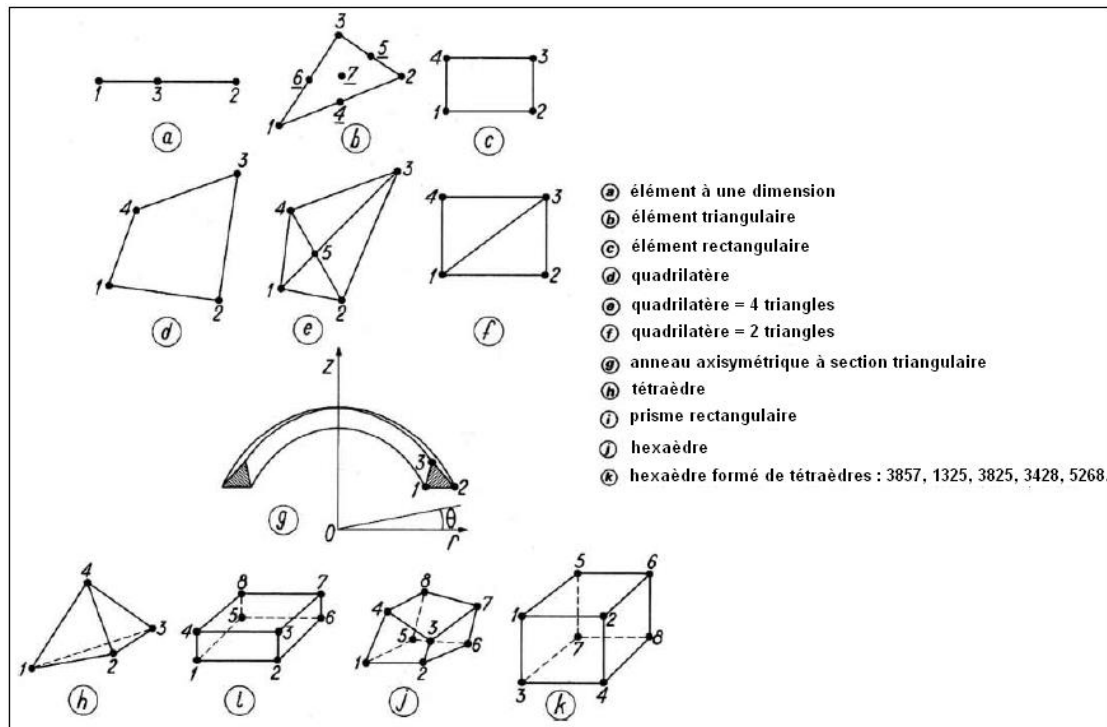


Figure.4.1. Eléments les plus fréquemment employés [20]

L'opération de décomposer le milieu en éléments de forme géométrique simple se nomme « maillage » d'où plusieurs méthodes systématiques de numérotation des éléments et des nœuds sont adoptées. Deux méthodes sont les plus répandues :

- Les nœuds sont numérotés à la suite, de gauche à droite (ou de bas en haut). Une numérotation distincte est utilisée pour les éléments. Elle est de même nature que la précédente (figure 4.2). On peut établir des tableaux donnant les numéros des nœuds appartenant à un élément (par exemple : élément 3 ; nœuds 3, 4, 8, 9). Ce système est le plus répandu.

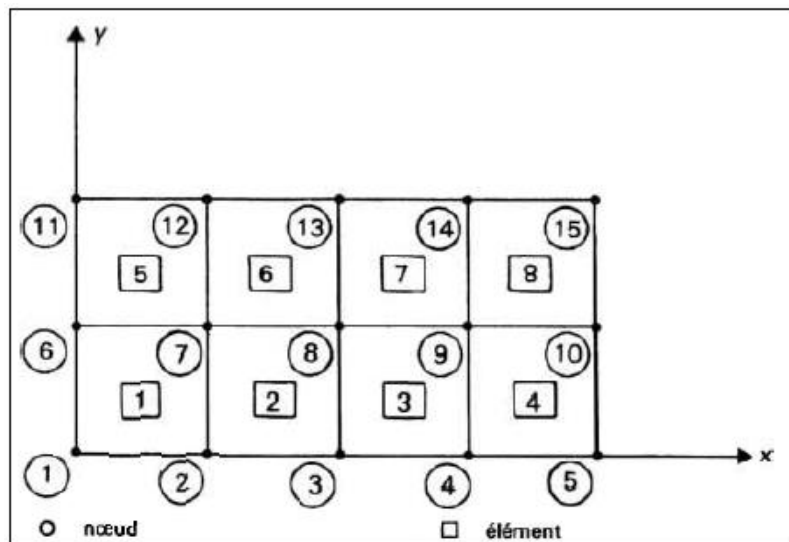


Figure.4.2. 1^{ère} méthode de numérotation des éléments et des nœuds [20]

- Chaque noeud et chaque élément sont identifiés par une paire ordonnée de nombres entiers ou indices (figure 4.3). Pour les noeuds le premier nombre désigne la ligne, le second celui de la colonne, pour les éléments : l'affectation des numéros se fait de la même manière. Chaque numéro a la même valeur que son noeud sud-ouest, soit le plus près de l'origine. Exemple : élément 12, noeud sud-ouest (1.2).

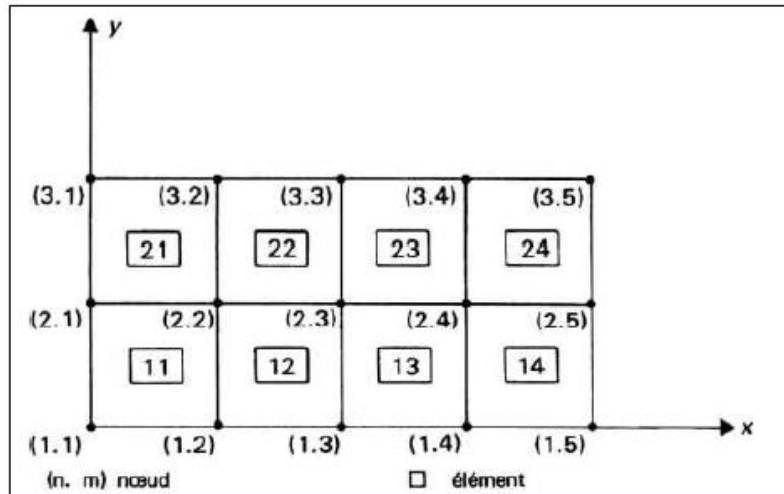


Figure.4.3. 2^{ème} méthode de numérotation des éléments et des nœuds [20]

Puisque la méthode des éléments finis aboutit à la résolution d'important systèmes d'équations linéaires, par conséquent il apparait un autre facteur très important c'est la largeur de bande d'une matrice. Pour maîtriser cette dernière, la méthode la plus commode est la méthode d'élimination de Gauss. Elle consiste à transformer une matrice carrée en matrice triangulaire qui donne directement les inconnues.

En outre, les matrices de raideur sont très généralement symétriques et comportent de nombreux zéros. Par exemple, sur la figure 4.4, seule la partie hachurée de cette matrice $N \times N$ comporte des éléments non nuls.

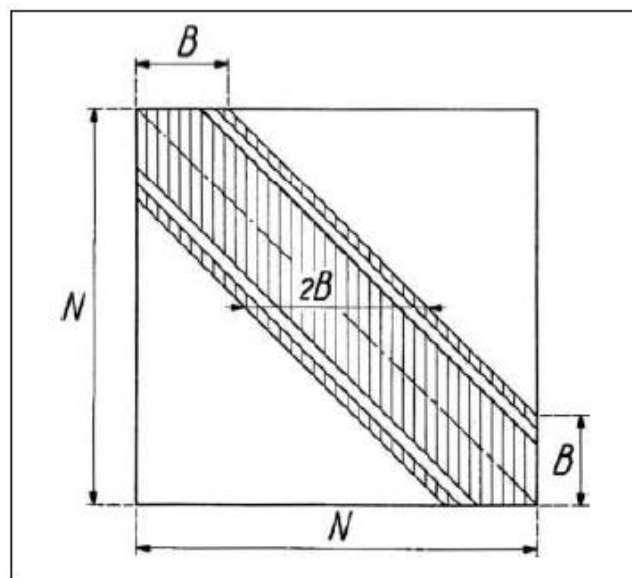


Figure.4.4. Largeur de bande d'une matrice [20]

On note $2B$ la largeur de bande de la matrice, B est la demi-bande de la matrice. La largeur de bande du système final d'équations est fonction des dimensions de la matrice des raideurs de chaque élément et du système de notation des noeuds. S'il est possible de réduire la largeur de la bande, on réduit en même temps le temps de résolution et la place occupée dans la mémoire de l'ordinateur par la matrice générale des raideurs.

Une des méthodes consiste à adopter une subdivision systématique et un système approprié de numérotation des noeuds. Si ces numéros forment la base de la numérotation des déplacements nodaux, la largeur de bande de la matrice générale dépend de la plus grande différence entre deux numéros des noeuds externes pour un seul élément.

Soit D la différence maximale constatée pour tous les éléments de l'assemblage. La demi-largeur de bande B est alors donnée par :

$$B = (D + 1) f \quad (4.2)$$

avec f nombre de degrés de liberté à chaque noeud.

Cette équation montre que le système de numérotation doit minimaliser D . Elle fait aussi ressortir l'importance d'une variation aussi faible que possible des numéros des noeuds d'élément à élément. Un exemple est donné figure 4.5.

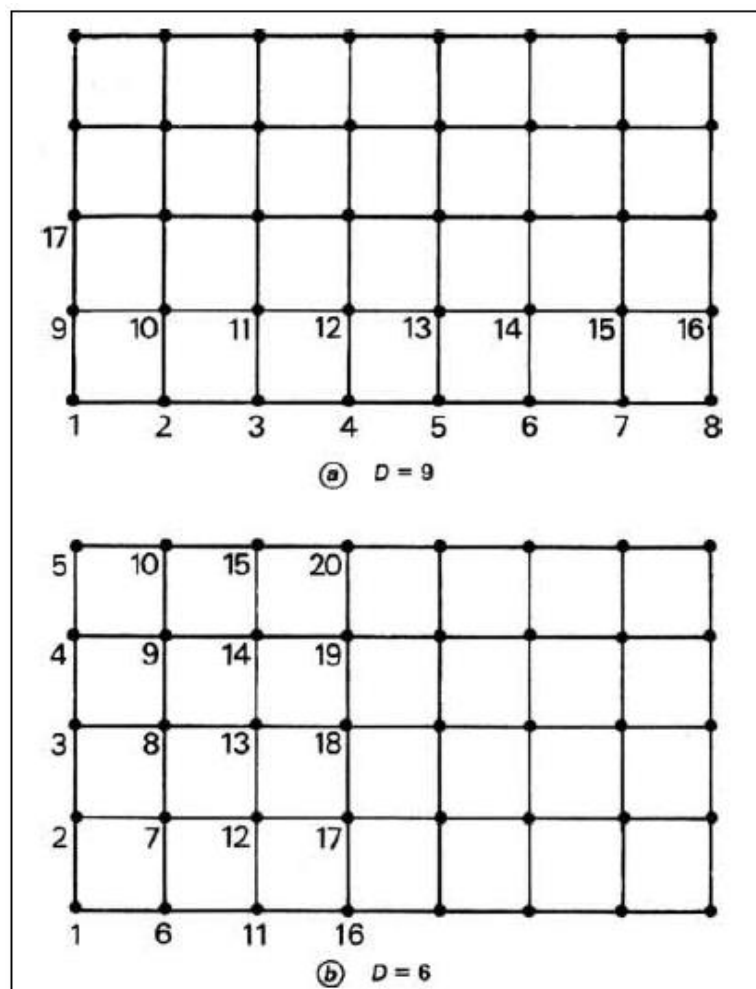


Figure.4.5. Numérotation des nœuds [20]

Il existe de nombreux programmes d'ordinateur qui assurent l'exécution du maillage. Un point essentiel est la numérotation des éléments et des noeuds qui doit s'intégrer à la logique du programme de calcul (figure 4.6).

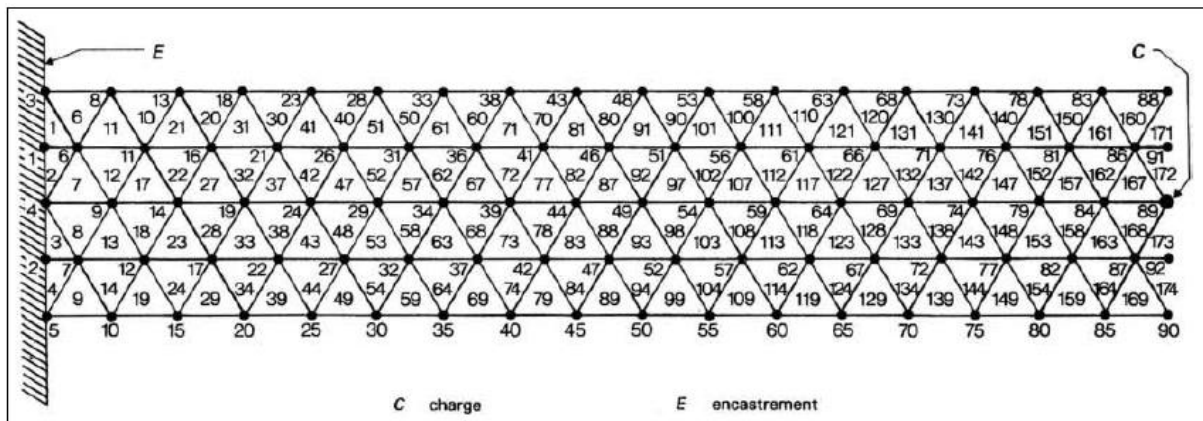


Figure.4.6. Exécution d'un maillage par ordinateur [20]

Vient ensuite le choix du type d'élément. Il doit évidemment satisfaire à plusieurs conditions :

- bien remplir le solide à étudier ;
- ne pas entraîner à des expressions algébriques trop compliquées (calculs longs, donc coûteux) ;
- respecter les conditions fondamentales de la théorie de l'élasticité :
 - Équations d'équilibre ; on doit pouvoir appliquer le théorème des travaux virtuels ou celui du minimum de l'énergie potentielle,
 - Équations de compatibilité ; si l'on emploie la méthode des déplacements, ces équations sont satisfaites si le champ des déplacements est continu dans le milieu ; il ne doit y avoir ni trou ni chevauchement. [20]

4.3. Analyse géotechnique par la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une technique numérique qui peut être utilisée pour résoudre les problèmes géotechniques. Plusieurs codes basés sur la méthode des éléments finis ont été développés pour résoudre les problèmes comportant l'interaction sol/structure, la construction des remblais, la dynamique des sols ... etc. Avec les récents développements au niveau du matériel et des logiciels, une analyse en éléments finis conduite proprement peut être réalisée rapidement et avec des coûts relativement faibles.

L'utilisation de la méthode des éléments finis pour la géotechnique a débuté en 1966, quand Clough et Woodward l'ont utilisée pour déterminer les contraintes et les déplacements dans les remblais et Reyes et Deer ont décrit ses applications pour l'analyse des constructions souterraines dans les roches. Plusieurs recherches et applications ont pris place ces 40 dernières années. Durant cette période, des progrès considérables ont été réalisés dans la théorie et la pratique.

La majorité des analyses géotechniques en éléments finis sont effectuées en étapes qui simulent des séquences d'événements réels.

L'analyse par étapes a deux importants avantages pour les problèmes géotechniques:

- la géométrie peut être changée d'une étape à une autre par la suppression ou l'addition des éléments.
- Les propriétés des terrains et des structures peuvent être changer d'une étape à une autre.

Les principales étapes d'une analyse par la méthode des éléments finis sont :

La fiabilité des solutions fournies par cette méthode est affectée par trois sources distinctes d'erreurs :

- Les données initiales ne sont connues qu'approximativement,
- Le système d'équations différentielles du modèle ne décrit que très approximativement l'évolution du milieu étudié,
- Et finalement, la solution discrète calculée par l'ordinateur n'est qu'une approximation de la solution du problème continu.

La somme de ces trois approximations forme l'erreur de la prédiction qui est parfois excessive. Il est dès lors essentiel d'estimer l'erreur totale en estimant individuellement chaque terme afin de tenter d'améliorer la précision où cela est possible et nécessaire. [21]

4.4. Application de la méthode au calcul des ouvrages souterrains

Ici seront abordés les particularités d'application de la méthode aux ouvrages souterrains d'où La détermination des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement présente un problème hyperstatique dont les paramètres suivants peuvent être pris en compte par la méthode des éléments finis :

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

La méthode des éléments finis, principalement grâce au traitement incrémental, permet de tenir compte simultanément de tous ces paramètres. La difficulté vient généralement de la connaissance incomplète que l'on a des conditions naturelles du milieu et de son comportement. C'est donc à ces derniers paramètres que se réfèrent encore les principales hypothèses.

Mais elle remplace avantageusement les méthodes antérieures là où celles-ci ne peuvent plus s'appliquer correctement.

Les calculs bidimensionnels élastiques ou même élasto-plastiques à plusieurs phases modélisant les étapes de construction de l'ouvrage sont maintenant couramment effectués, de même que les calculs tridimensionnels.

Grâce aux pré- et post-traitements (maillage automatique, interprétations graphiques des résultats...) les prix de revient de ces calculs ont beaucoup diminué.

Pour réduire encore le coût de certains calculs complexes, on peut utiliser la méthode des éléments finis, après avoir néanmoins effectué auparavant des analyses paramétriques à l'aide de modèles plus souples tels que ceux proposés par exemple par la méthode convergence -confinement.

Pour résoudre un problème type par la méthode des éléments finis on passe par les étapes suivantes :

a. Le maillage et les conditions aux limites

Le modèle sera bi ou tridimensionnel. La symétrie (ou l'antisymétrie) du problème permet parfois de ne traiter que la moitié du modèle en imposant les conditions de symétrie (ou d'antisymétrie) adéquates sur le plan médian.

Les limites du modèle, si elles ne sont pas clairement définies par la géométrie du sous-sol, doivent être placées raisonnablement loin de l'ouvrage pour que les conditions qui y sont imposées n'influent pas sur le calcul des déplacements et des contraintes. Il est rappelé à ce propos qu'au voisinage de l'excavation l'incrément de contrainte varie comme $1/r^2$ en fonction de la distance r au centre de l'excavation et que l'incrément de déplacement varie lui comme $1/r$. Ainsi si on modélise le terrain autour de l'excavation sur une épaisseur de deux diamètres, l'incrément de contrainte à cette limite n'est plus que de 4 % alors que le déplacement vaut encore 20 % du déplacement obtenu à l'intrados.

Généralement on modélise le terrain autour de l'excavation sur une largeur de 1,5 à 2 diamètres mais les conditions aux limites sont alors imposées en contraintes et non en déplacement sous peine de rigidifier anormalement le modèle.

Si des conditions de déplacements nuls doivent être imposées aux frontières, il convient de repousser celles-ci à 3 à 5 diamètres de l'excavation.

Si l'excavation doit s'effectuer en plusieurs phases les parties à excaver s'ont également maillées, ainsi que les éléments de soutènement qui seront introduits par la suite.

Les éléments utilisés sont des éléments de surface (ou de volume), triangles ou quadrilatères, des éléments « linéaires » (barres ou poutres), des éléments de joints. Pour obtenir les moments dans un revêtement il faut que le modèle comporte plus de deux points d'intégration dans sa section.

Deux exemples de maillage sont donnés aux figures 4.7 et 4.8.

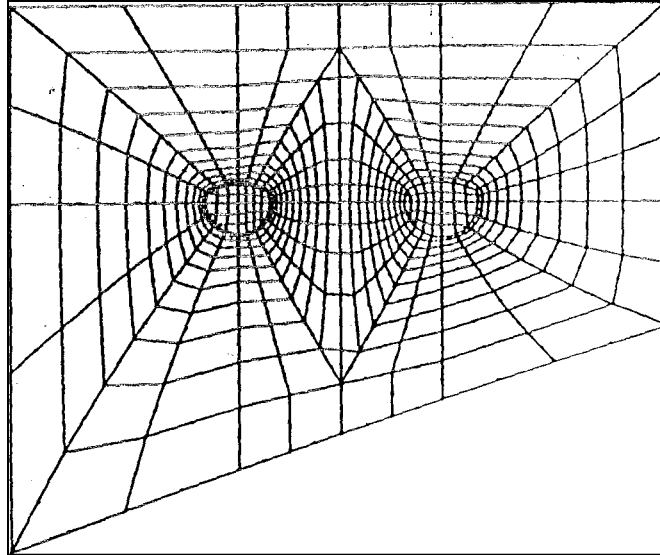


Figure.4.7. Maillage bidimensionnel pour l'étude de l'interaction de deux tunnels sous un versant (document Coyne et Bailler) [15]

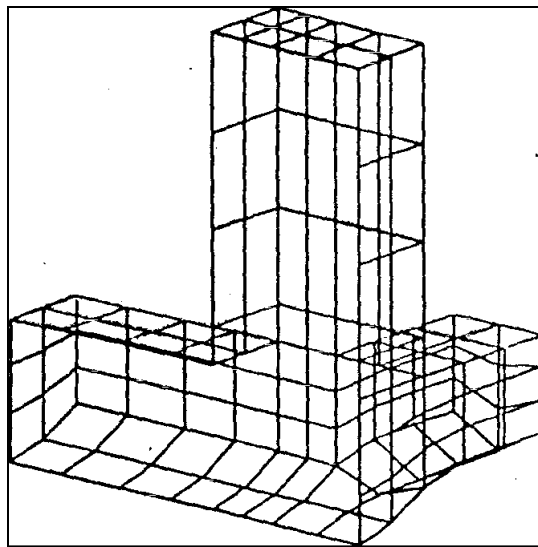


Figure.4.8. Trace d'un maillage tridimensionnel sur les parois d'une cavité (demi-modèle) (document Coyne et Bailler) [15]

b. Loi rhéologique des matériaux

Si tous les matériaux en présence sont élastiques, on détermine E et ν pour chacun d'entre eux.

Même si le calcul est mené en élasticité il est intéressant de donner un critère de rupture (C et Φ par exemple) pour déterminer les zones où l'état de contraintes obtenu dépasse ce critère, donnant ainsi l'extension minimale des zones en état limite de rupture. Dans le cas d'excavation circulaire ou pseudo-circulaire, l'expérience montre qu'avec un calcul élasto-plastique, les zones en état limite de

rupture sont souvent à peine plus étendues que celles déterminées par le calcul élastique, justifiant ainsi qu'un simple calcul élastique suffit à donner l'étendue de ces zones.

Si les conditions naturelles du milieu l'imposent, d'autres lois rhéologiques doivent être introduites telles que le fluage (module à court terme et module à long terme), l'élasto-plasticité, ou la fragilité. Dans ce cas des itérations sont généralement nécessaires pour obtenir l'état d'équilibre du système.

C. Les étapes de chargement

C.1. L'état initial

L'état initial des contraintes est à définir car c'est lui qui conditionne le chargement de l'ouvrage souterrain. Il peut être connu par une relation simple (par exemple $\sigma_v = \gamma.H$ et $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_v$), par des mesures in situ ou par un calcul « éléments finis » sur le modèle lui-même (par exemple application de la pesanteur pour le calcul de contraintes sous un versant).

L'état initial du modèle est défini par

$$\begin{aligned} \{U\} &= 0 && \text{aux noeuds du maillage} \\ \{\sigma\} &= \{\sigma_0\} && \text{aux points d'intégration des éléments} \end{aligned}$$

C.2. Les chargements

Dans certains cas le chargement peut consister à appliquer les contraintes initiales sur les limites du modèle initialement non chargé mais il ne faut pas oublier que les déplacements obtenus ont alors pour origine l'état correspondant à un état de contraintes nulles et non $\{\sigma_0\}$ et qu'une correction s'impose. Si de plus le modèle comporte déjà le revêtement du tunnel, ce mode de chargement ne convient pas. Le chargement équivalent à l'excavation consiste à appliquer à l'intérieur des éléments à excaver des contraintes égales et de signe opposé à l'état de contraintes qui existe à l'intérieur de ces éléments avant excavation (la résolution du système s'effectue bien sûr après avoir annulé la rigidité de ces éléments, et en tenant compte le cas échéant des éléments de soutènement).

L'intégration de ces contraintes sur l'ensemble des éléments à excaver conduit à des forces nodales qui s'appliquent sur le contour de l'excavation vers le vide qui étaient les forces internes de soutènement du noyau non excavé (figure 4.9).

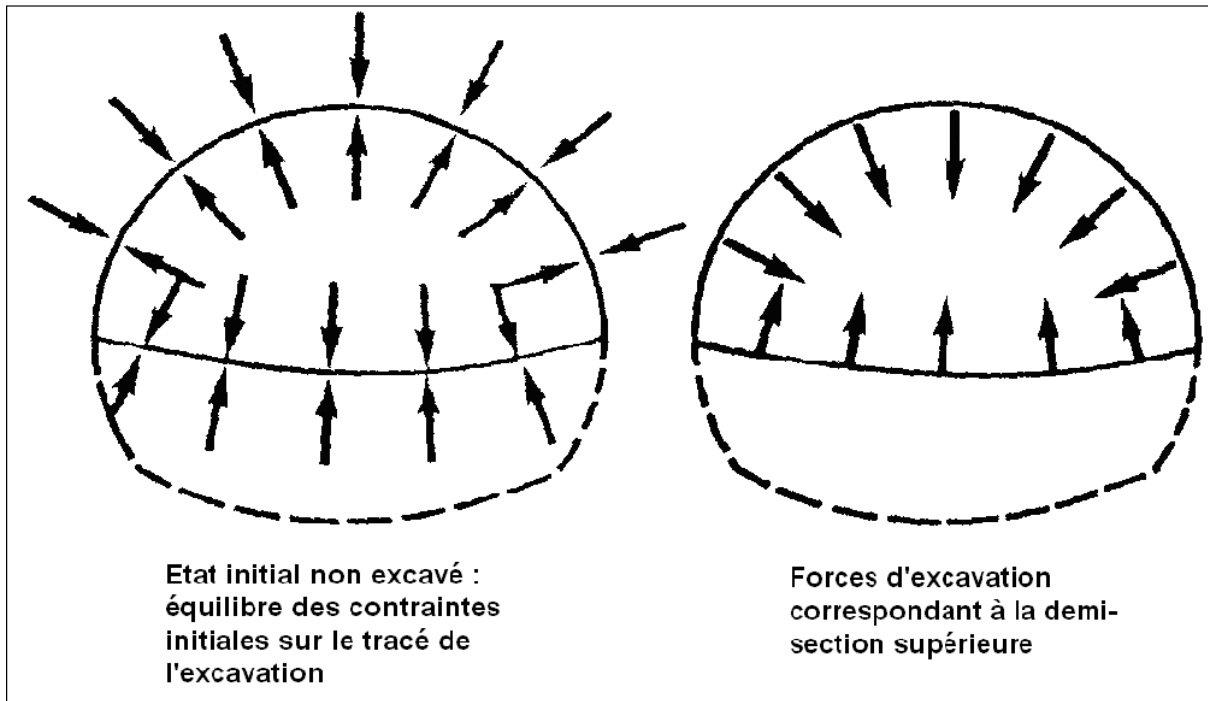


Figure.4.9. Forces d'excavation [15]

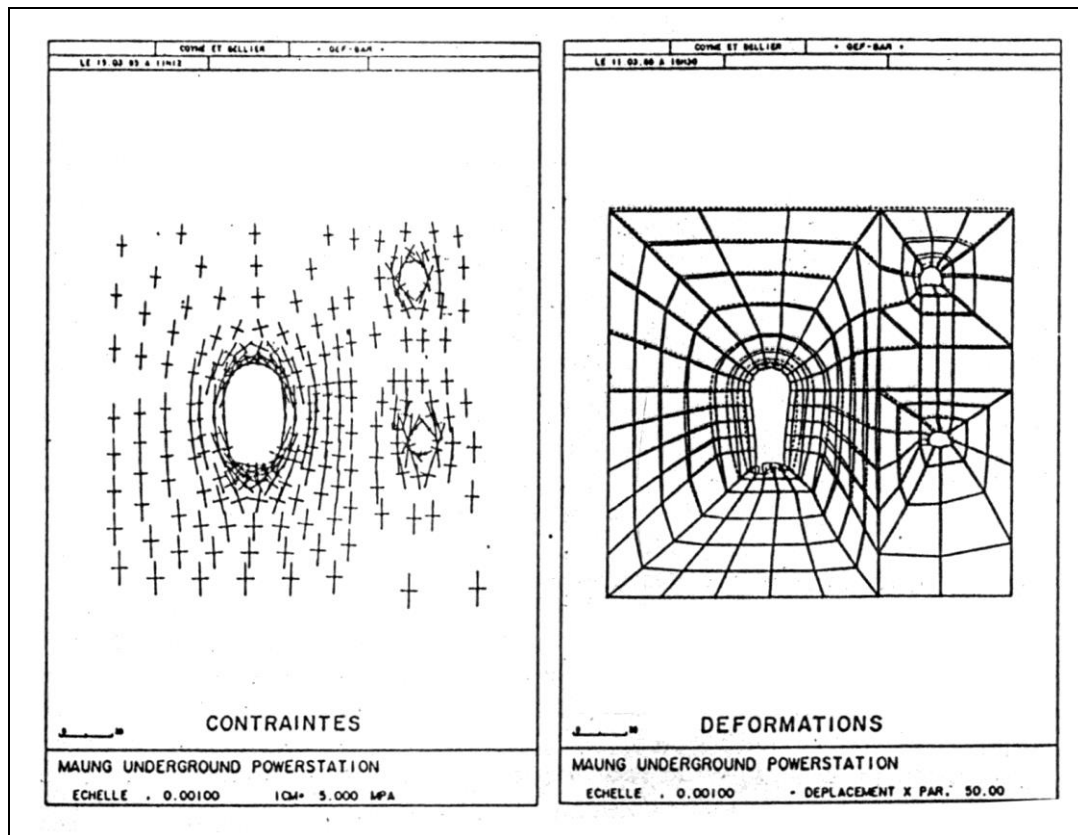


Figure.4.10. Exemple de calcul aux éléments finis d'une grande excavation souterraine (document COYNE et BELLIER) [15]

Le calcul peut tenir compte d'un déconfinement partiel à la mise en place du soutènement. Ainsi le calcul sera mené en deux phases :

- 1^{ère} phase - déconfinement partiel : application des forces d'excavation multipliée par un coefficient de déconfinement λ sous soutènement.
- 2^{ème} phase - mise en place du soutènement et application des forces restantes d'excavation $(1 - \lambda) F$

λ est le taux de déconfinement à la mise en place du soutènement

Les soutènements peuvent être passifs (revêtement, soutènement par cintres ou béton projeté) ou actifs (boulons actifs à ancrage ponctuel, cibles de précontrainte); dans ce dernier cas leur action est modélisée par des forces.

Le fluage se traduit par des forces internes et éventuellement une modification de la rigidité du matériau.

C.3. La résolution du système

Chaque phase de chargement est appliquée sur un système dont la matrice de rigidité peut évoluer en fonction des étapes d'excavation (des éléments voient leur rigidité se modifier ou s'annuler, d'autres sont introduites).

La résolution du système $\{F_i\} = [K_i]\{\Delta u_i\}$ conduit à obtenir un incrément de déplacement $\{\Delta u_i\}$ et un incrément de contrainte $\{\Delta \sigma_i\}$ qui s'ajoutent à l'état précédent pour obtenir l'état suivant [15] :

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\} \quad (4.3)$$

$$\{\sigma_{i+1}\} = \{\sigma_i\} + \{\Delta \sigma_i\} \quad (4.4)$$

4.5. La première application de la méthode des éléments finis aux tunnels

Cette méthode a été appliquée par K.Kovari (1969) pour la détermination des contraintes autour d'une cavité dans un milieu continu élastique. Il a considéré une plaque perforée comme une structure de base ; chargée et admet les considérations de la coopération entre le soutènement du tunnel et le terrain encaissant. La moitié gauche de la figure 4.11.A montre les conditions aux limites appliquées à la plaque (charges et fixations). On considère que le domaine étudié est composé d'éléments triangulaires de dimensions finies (voir la moitié droite de la figure) connectés entre eux par des nœuds dépendants placés aux sommets de l'élément. Cette discrétisation du milieu continu l'a transformé à un milieu discontinu très bien défini nous permettant de connaître les charges et les fixations en plusieurs emplacements connus.

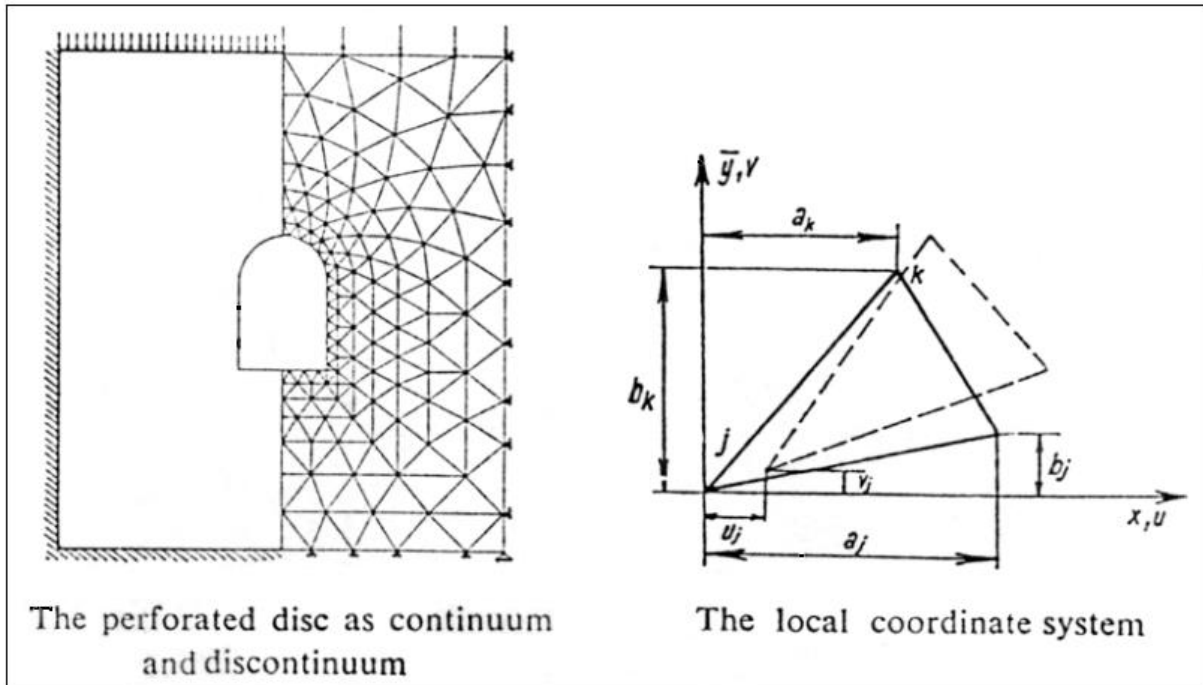


Figure.4.11.A. La plaque perforée[22] **Figure.4.11.B. Le système de coordonnées locales** [22]

Le déplacement de chaque élément est caractérisé par la relation linéaire suivante (Fig.4.11.B) :

$$\begin{cases} u(\bar{x}, \bar{y}) = u_i + C_1 \bar{x} + C_2 \bar{y} \\ v(\bar{x}, \bar{y}) = v_i + C_3 \bar{x} + C_4 \bar{y} \end{cases} \quad (4.5)$$

Tous les nœuds sont numérotés, chaque nœud (i) est l'origine d'un système de coordonnées locales (\bar{x}, \bar{y}) parallèle aux coordonnées principales (x, y) . Les constantes C_1, C_2, \dots vont être exprimées en fonction des déplacements (u_i, v_i) par l'introduction des coordonnées des sommets des triangles élémentaires (a_j, b_j, \dots) à l'équation (4.5).

Par exemple, on a pour C_1 :

$$C_1 = \frac{1}{a_j \cdot b_k - a_k \cdot b_j} [u_i \cdot (b_j - b_k) + u_j \cdot b_k - u_k \cdot b_j] \quad (4.6)$$

Les déformations et distorsions spécifiques $(\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy})$ sont des éléments qui peuvent être obtenus par les équations :

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x},$$

De l'équation de base (4.5) on peut déduire :

$$\varepsilon_x = C_1; \quad \varepsilon_y = C_4; \quad \gamma_{xy} = C_2 + C_3 \quad (4.7)$$

Considérons ε_x , ε_y et γ_{xy} les composantes du vecteur $[\varepsilon]$ et $u_i, v_i, u_j, v_j, u_k, v_k$ les composantes du vecteur $\{r\}$, la relation entre la distorsion des éléments et le déplacement des nœuds peut être écrite sous la forme simplifiée suivante :

$$\{\varepsilon\} = [A] \{r\} \quad (4.8)$$

La matrice $[C]$ de l'équation (4.9) peut être obtenue sur la base de l'équation (4.6) et des expressions similaires de C_2, C_3 et C_4 :

$$[A] = \frac{1}{a_j \cdot b_k - a_k \cdot b_j} \begin{bmatrix} b_j - b_k & 0 & b_k & 0 & -b_j & 0 \\ 0 & a_k - a_j & 0 & -a_k & 0 & a_j \\ a_k - a_j & b_j - b_k & -a_k & b_k & a_j & -b_j \end{bmatrix}$$

La loi de Hooke dans le cas bidimensionnel :

$$\{\sigma\} = [C] \{\varepsilon\} \quad (4.9)$$

Va nous donner la relation entre les contraintes ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$) et les déplacements exprimés par la matrice quadratique :

$$[C] = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1-\mu & \mu & 0 \\ \mu & 1-\mu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2} \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

Avec E le module de Young et μ le coefficient de Poisson.

Introduire les expressions données par les équations (4.8) et (4.9), l'état de contraintes va apparaître comme une fonction directe de la matrice des déplacements des nœuds $\{r\}$:

$$\{\sigma\} = [C] [A] \{r\} \quad (4.11)$$

La loi des déplacements (4.5) garantie la continuité entre les éléments ; d'où les conditions de compatibilité le long des cotés sont vérifiées.

Donc la méthode des éléments finis est une méthode de calcul approximative. Elle satisfait largement les conditions de compatibilité des déplacements seulement mais la continuité des contraintes n'est pas complètement satisfaite (les conditions se concentrent autour des sommets des éléments). Donc l'exactitude des résultats doit être approuvée par l'augmentation de nombre des éléments dans la zone considérée.

La figure 4.12.A indique l'état de contraintes pour un seul élément.

Les composantes de la matrice $[B]$ qui lie les forces nodales avec les contraintes doivent être directement obtenues au moyen de la figure 4.12.B.

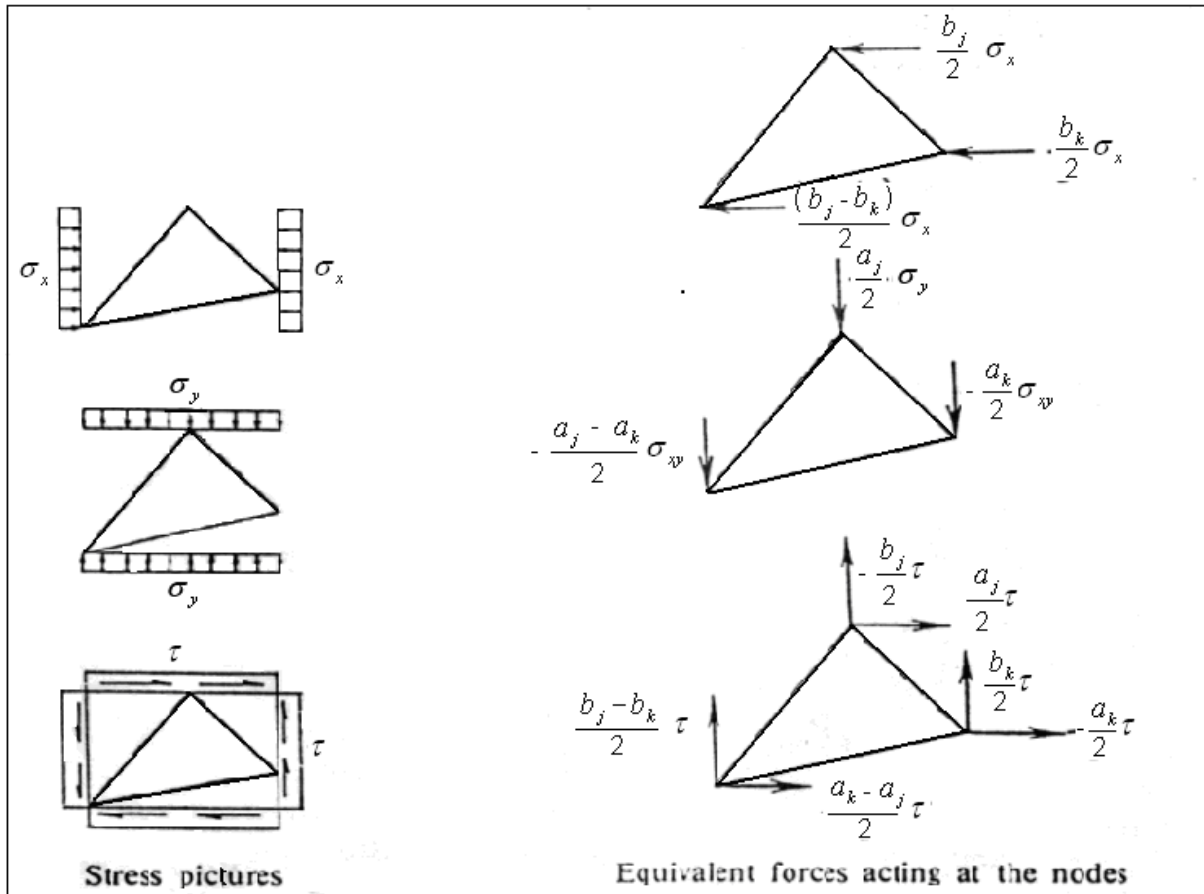


Figure.4.12.A. Contraintes[22] Figure.4.12.B. Forces appliquées aux nœuds[22]

$$[B] = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} b_j - b_k & 0 & a_k - a_j \\ 0 & a_k - a_j & b_j - b_k \\ b_k & 0 & -a_k \\ 0 & -a_k & b_k \\ -b_j & 0 & a_j \\ 0 & a_j & -b_j \end{bmatrix}$$

L'expression

$$\{S\} = [B] \{\sigma\} \quad (4.12)$$

va nous donner la relation requise entre les forces nodales $\{S\}$ et les déplacements des nœuds $\{r\}$.

$$\{S\} = [B] [C] [A] \{r\} \quad (4.13)$$

Après la multiplication des matrices dans (4.13) on aura une matrice quadratique symétrique.

$$[k] = [B] [C] [A] \quad (4.14)$$

Qui peut être noté comme la matrice de rigidité, qui peut être obtenu aussi des considérations énergétiques générales, sans l'utilisation de la matrice $[B]$.

Les deux premiers membres de la première ligne sont comme suit :

$$k_{11} = z \left[(1-\mu)(b_j - b_k)^2 + \frac{1-2\mu}{2} (a_k - a_j)^2 \right];$$

$$k_{12} = z \left[\mu(a_k - a_j)(b_j - b_k) + \frac{1-2\mu}{2} (a_k - a_j)(b_j - b_k) \right] \dots$$

Avec

$$z = \frac{1}{a_j b_k - a_k b_j} \cdot \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)}$$

Deux conditions d'équilibre doivent être prescrites pour chaque point nodal « i » :

$$-\sum_1^q S_{ix} + R_{ix} = 0 ; \quad -\sum_1^q S_{iy} + R_{iy} = 0. \quad (4.15)$$

La sommation des forces nodales va être effectuée pour tous les éléments q qui sont en contact avec le nœud i. Considérons que les forces nodales S_i doivent être exprimées par les déplacements $\{r\}$ à travers la matrice de rigidité $[k]$, avec les équations (4.13) et (4.14) on doit obtenir un système d'équations linéaires dans la forme d'une série d'équations d'équilibres (4.15). Le nombre d'équations est le double de celui des points. Les composantes du vecteur de déplacement $\{r\}$ doivent être considérées inconnues comme ceux du vecteur des forces $[R]$.

Du point de vue support, le nœud peut être considéré soit :

- a- admet des déplacements libres dans n'importe quelle direction,
- b- admet les déplacements dans une seule direction,
- c- n'admet aucun déplacement (fixé à sa position).

Dans le cas (a) on a les deux composantes de déplacement u_i et v_i , dans le cas (b) on a une seule composante de déplacement et une seule composante de force, et dans le cas (c) deux composantes de force doivent être présent inconnues. Le système d'équations linéaire peut être présenté comme suit :

$$\{R\} = [K] \{r\} \quad (4.16)$$

La matrice $[K]$ est nommée dans la littérature comme la matrice du système de rigidité (la matrice de rigidité globale) et elle est composée par des matrices de rigidité élémentaires $[k]$. [22]

4.6. Codes de calcul par éléments finis

La méthode des éléments finis est à la base de nombreux logiciels utilisés pour la simulation de modèles de la géotechnique tel que Z – Soil, CESAR-LCPC, Plaxis.

Les différents programmes de calcul aux éléments finis diffèrent généralement les uns des autres par leur capacité à introduire des types d'éléments plus ou moins élaborés et des lois rhéologiques variées, par leur capacité incrémentale ainsi que par le développement de leurs pré et post-traitements.

D'après un Recueil de renseignements réalisé par GeoTechNet (European Geotechnical Thematic Network), plusieurs difficultés qu'un utilisateur de logiciel éléments finis peut rencontrer ont été quantifiées comme il est illustré dans les figures 4.13 et 4.14.

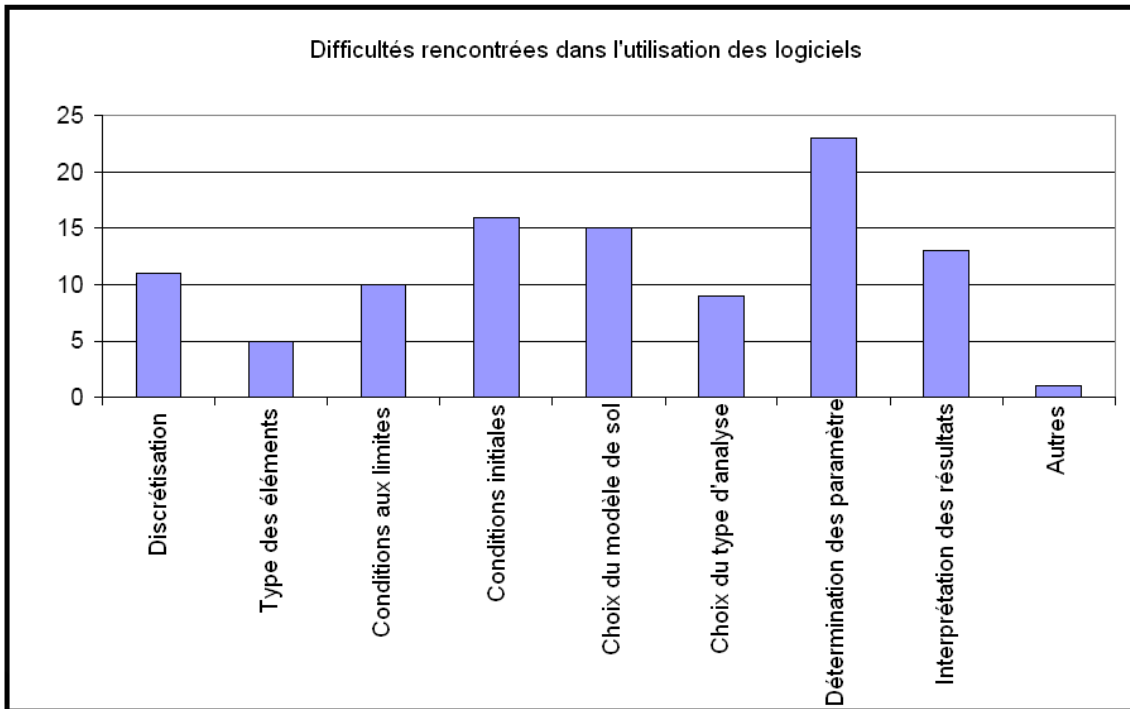


Figure.4.13. Difficultés rencontrées durant l'utilisation des logiciels

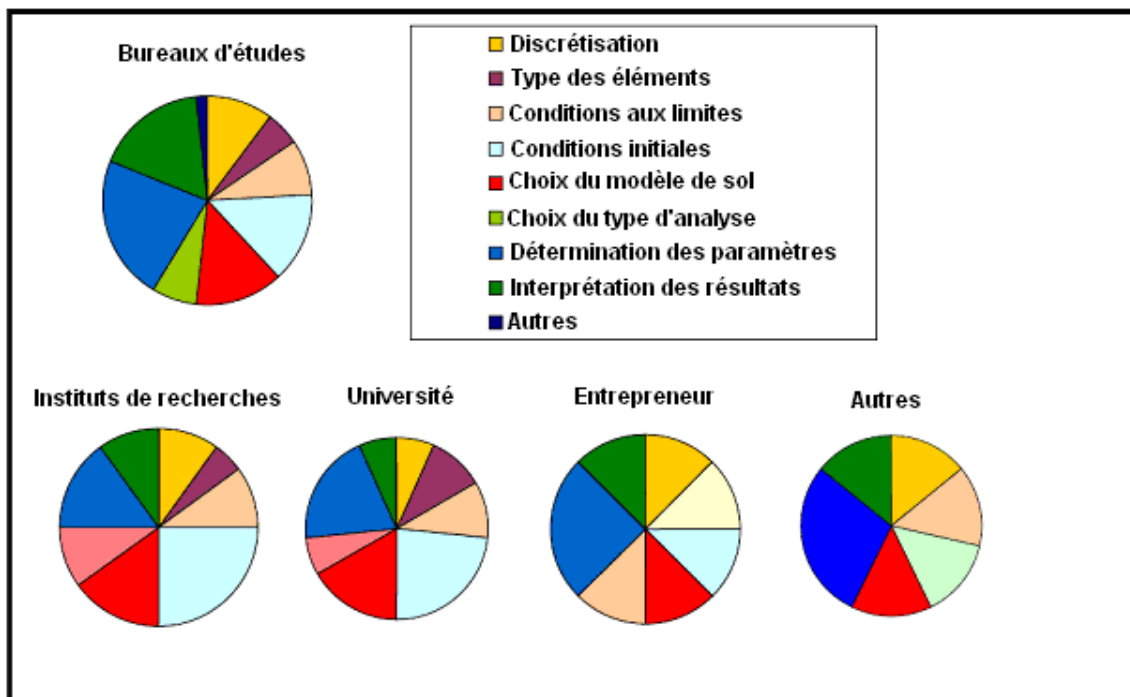


Figure.4.14. Difficultés rencontrées durant l'utilisation des logiciels, selon le type d'utilisateur

Donc les problèmes majeurs de l'utilisation des logiciels éléments finis ont été identifiées :

- La détermination des paramètres ;
- La définition des conditions initiales ;
- Le choix du modèle de sol ;
- L'interprétation des résultats ;

Dans ce travail j'ai choisi d'utiliser Plaxis vu sa disponibilité et son puissant éditeur de tunnels en plus qu'il est validé et approuvé par la communauté scientifique à travers le monde.

Conclusion

- La méthode des éléments finis envahit toute la Physique. Les progrès de l'informatique permettent, de plus en plus, de programmer des problèmes à nombreuses inconnues. Les éléments finis tenteront de plus en plus d'ingénieurs et de techniciens.
- Actuellement, aucun bureau d'études ne peut se passer de la méthode des éléments finis et exige des ordinateurs de plus en plus puissants.
- La méthode des éléments finis est employée de façon quasi-systématique lorsque le projet est complexe et impose une bonne connaissance des déplacements du terrain et des efforts dans les structures ; elle permet de valider les choix effectués ou de comparer entre des méthodes de creusement différentes.
- Dans le cas d'un calcul 2D, il est usuel d'utiliser le taux de déconfinement, issu de la méthode convergence - confinement (ou d'autres méthodes similaires) pour tenter de simuler l'effet tridimensionnel.
- Le terrain peut être finement modélisé. Les programmes disponibles offrent un choix très large de lois de comportement.
- Le calcul par éléments finis permet de représenter la géométrie exacte des soutènements, d'utiliser leurs caractéristiques mécaniques précises tout en les faisant éventuellement varier au cours du temps.
- Les interactions entre terrain et structures peuvent être assez bien modélisées.

En fin, la méthode des éléments finis est un outil performant et bien adapté pour prendre en compte tout le processus de creusement et de soutènement ; les difficultés de mise en oeuvre tiennent essentiellement à l'évaluation des hypothèses et en particulier des caractéristiques du terrain et du soutènement.

La modélisation d'un tunnel doit prendre en compte deux éléments essentiels ; le premier est l'aspect tridimensionnel du problème étudié (en raison de la présence du front de taille) et le deuxième c'est l'interaction pour laquelle le couplage entre le terrain et les structures de soutènement est important.

La méthode convergence -confinement permet de se ramener à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel. Par conséquent, cette méthode analytique est devenue un partenaire indispensable pour toute méthode numérique visant à modéliser les ouvrages souterrains. Cela se fait par la prestation de la valeur du taux de déconfinement comme une valeur d'entrée pour la plupart des codes de calcul numériques (Plaxis par exemple). Donc, dans ce chapitre, cette méthode sera appliquée pour la détermination du taux de déconfinement concernant le tunnel du métro d'Alger.

5.1. Définition de la méthode convergence- confinement

Le calcul analytique de l'interaction entre un massif excavé et son soutènement est abordé ici par la méthode dite «convergence -confinement». La méthode convergence -confinement est une méthode de calcul simple mais largement suffisante dans bien des cas. Si elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie de comportement mécanique éventuelle et l'anisotropie des contraintes géostatiques (elle suppose une symétrie de révolution de ces conditions autour de l'axe de la galerie (fig. 5.1), elle permet par contre de tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final du complexe terrain -soutènement, à savoir :

- La déformabilité du terrain, notamment son comportement après la rupture et dans le temps,
- La raideur du soutènement,
- Enfin, la déformation que le massif rocheux a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement.

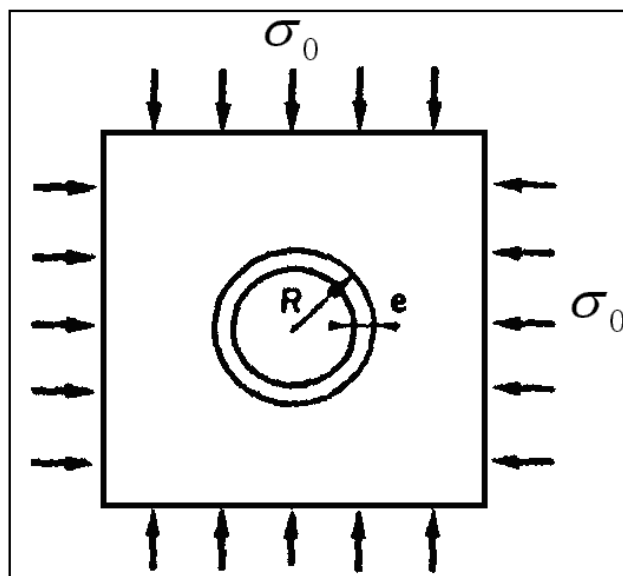


Figure. 5.1- Galerie circulaire revêtue sous contrainte isotrope [15]

En outre cette méthode de calcul a l'intérêt de pouvoir se présenter graphiquement de façon simple comme il sera vu plus loin (figure. 5.2).

La méthode conduit à un prédimensionnement satisfaisant du soutènement dans les cas de galeries circulaires à profondeur moyenne ou grande; où les contraintes peuvent être considérées isotropes et homogènes. Dans les autres cas, elle oriente, au stade de l'avant-projet, le choix des caractéristiques de soutènement et donne l'ordre de grandeur des déformations à attendre. Elle permet enfin la compréhension et la sélection des facteurs déterminants à introduire dans un calcul plus élaboré. La méthode convergence -confinement s'est développée parallèlement à l'utilisation de la « Nouvelle Méthode Autrichienne » (ou « méthode de creusement avec soutènement immédiat » selon les termes recommandés par l'AFTES) qui assure la participation effective du terrain à sa propre stabilité : le but du soutènement ne consiste généralement pas en effet à s'opposer à la déformation du terrain autour de la cavité mais à limiter celle-ci ainsi que l'extension de la zone dite « plastique » pour aboutir à un équilibre satisfaisant.

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

Elle a fait l'objet de nombreuses publications, en particulier les recommandations faites par le groupe de travail n° 7 de l'AFTES (1983). Les principes généraux sont exposés ci-après.

5.2. Principes généraux de la méthode

▪ Considérons une section plane du terrain soumise à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope σ_0 . La cavité est préexcavée et supposée remplie de liquide à une pression p correspondant à l'état initial σ_0 . Le déplacement u de la paroi de la cavité est nul (point A de la figure 5.2). En diminuant la pression p , on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation. Dans un premier temps le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe pression -déplacement suivie $p = f(u)$ est linéaire du point A au point B. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation. C'est la portion BC de la courbe. La courbe ABC est appelée « courbe caractéristique » du massif excavé.

Si la courbe ABC coupe l'axe des déplacements (u fini pour $p = 0$) la cavité est stable par elle-même (du moins pour un certain temps).

Par contre si la courbe caractéristique ne recoupe pas l'axe des abscisses, la cavité n'est pas stable par elle-même et nécessite impérativement un soutènement. En pratique, la cavité nécessite également un soutènement lorsque la valeur du déplacement correspondant à l'équilibre théorique $p=0$ est grande ou lorsque le phénomène de rupture autour de la cavité s'étend profondément à l'intérieur du massif.

Sur le même graphique on représente aussi la courbe $p = f(u)$ reliant le déplacement radial du revêtement en fonction de la pression extérieure p qui lui est appliquée. Cette courbe est appelée «courbe caractéristique du soutènement» (courbe 4). Supposons un revêtement dont le comportement est élastique linéaire. Sa courbe caractéristique est une droite : c'est le cas de la courbe 4 de la figure 5.2. Parce qu'il n'est mis en place qu'un certain temps après l'excavation, son chargement par le terrain ne commence que lorsque le déplacement de celui-ci est déjà u_{s0} (point O). Le point D, à l'intersection des deux courbes caractéristiques définit l'état d'équilibre. Nous voyons qu'en fonction du moment de la mise en place du revêtement, beaucoup d'autres points de la courbe caractéristique ABC peuvent être point d'équilibre.

La pression sur le revêtement au point D doit être comparée à la pression au point M qui correspond à la pression maximale que peut supporter le soutènement, pression à calculer en fonction des caractéristiques de rupture de celui-ci. L'influence du temps (fluage -viscosité du terrain) s'exprime de la même façon par des courbes du type 2 et 3. Si le temps ne joue pas sur les caractéristiques du revêtement, les points D2 et D3 sont respectivement les points d'équilibre au temps t et au temps infini.

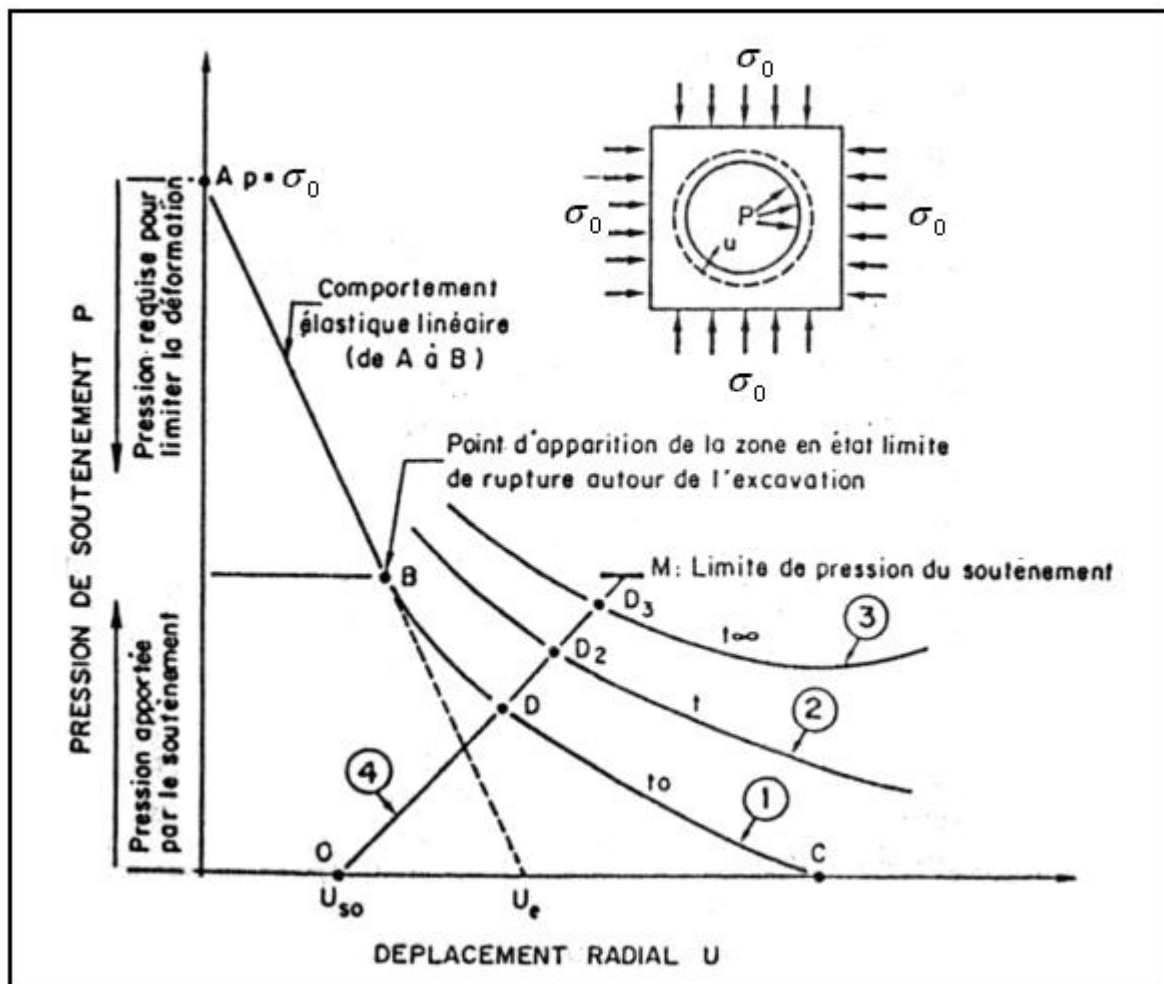


Figure.5.2- Courbes caractéristiques d'une excavation circulaire et de son soutènement [15]

5.3. Définitions préliminaires

Dans la méthode convergence -confinement, on appelle habituellement :

- **convergence**, le rapprochement des parois du tunnel, soit le double du déplacement radial u de cette paroi.
- **raideur** (soit du terrain, soit du revêtement), le paramètre k , homogène à un module de déformation, qui relie la variation de la pression radiale p à celle du déplacement u de la paroi (demi -convergence) par l'expression :

$$\Delta p = \frac{k}{R} \Delta u \quad (5.1)$$

Où R est le rayon de l'excavation.

- **Taux de déconfinement du terrain**, le rapport :

$$\lambda = \frac{\sigma_0 - P}{\sigma_0} \quad (5.2)$$

où σ_0 est la contrainte initiale homogène isotrope

P la pression de soutènement (fictive ou réelle) correspondant au point considéré de la courbe caractéristique du terrain.

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

$$u = \lambda u_e \quad (5.3)$$

u_e étant le déplacement élastique de la paroi pour $p=0$.

5.4. Tracé de la courbe caractéristique du terrain

5.4.1. Calcul analytique

- **Rappel des hypothèses simplificatrices, notations et définitions :**

- tunnel de section circulaire (R , rayon de l'excavation) ;
- massif homogène et isotrope, habituellement caractérisé par :
 E , ν module de déformation et coefficient de Poisson dans la phase de comportement élastique.

C , Φ cohésion et angle de frottement interne.

D'où R_c , k_p résistance à la compression simple et coefficient de butée, liés à C et Φ par la relation :

$$R_c = \frac{2C \cos \Phi}{1 - \sin \Phi} \quad (5.4)$$

$$k_p = \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \phi/2) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5.5)$$

- Contraintes initiales homogènes et isotropes σ_0 .

a) Milieu élastique :

Si $\sigma_0 < R_c/2$ le creusement n'entraîne que des déformations élastiques. La courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse (figure 5.3) :

$$u_e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 R \quad (5.6)$$

Remarque :

La raideur du terrain étant définie par la formule $\Delta p = \frac{k}{R} \Delta u$, on remarque que dans le cas d'un milieu élastique :

$$k = \frac{E}{1+\nu} = 2G \quad (5.7)$$

où G est le module de cisaillement du terrain.

b) Pression d'apparition de la zone en état limite de rupture

Si $\sigma_0 > R_c/2$ le début de la déformation s'opère de façon élastique, comme dans le cas précédent, tant que la pression fictive du soutènement reste supérieure à P_a , pression d'apparition d'une zone en état limite de rupture à la paroi de l'excavation. Lorsque p est inférieur à P_a , il se développe autour de la cavité une zone en état limite de rupture (ou « plastique ») qui est circulaire. Nous appellerons r_p son rayon. Lorsque p diminue, r_p augmente.

Si le critère de résistance maximale est par exemple de type Mohr -Coulomb, critère homogène et isotrope qui s'écrit :

soit :
$$\sigma_1 = k_p \cdot \sigma_3 + R_c \quad (5.8)$$

soit :
$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi + C \cdot \cos \phi \quad (5.9)$$

La pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture s'exprime par l'expression suivante :

- en fonction de C et Φ :
$$P_a = \sigma_0 (1 - \sin \phi) - C \cdot \cos \phi \quad (5.10)$$

- en fonction de R_c et k_p :
$$P_a = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) \frac{2}{k_p + 1} = \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) (1 - \sin \phi) \quad (5.11)$$

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

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \sin \phi + \frac{C}{\sigma_0} \cos \phi = \frac{k_p - 1 + R_c / \sigma_0}{k_p + 1} \quad (5.12)$$

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

$$u_a = \lambda_a \cdot u_e \quad (5.13)$$

Avec :

$$u_e = \frac{\lambda + \nu}{E} \sigma_0 R \quad (5.14)$$

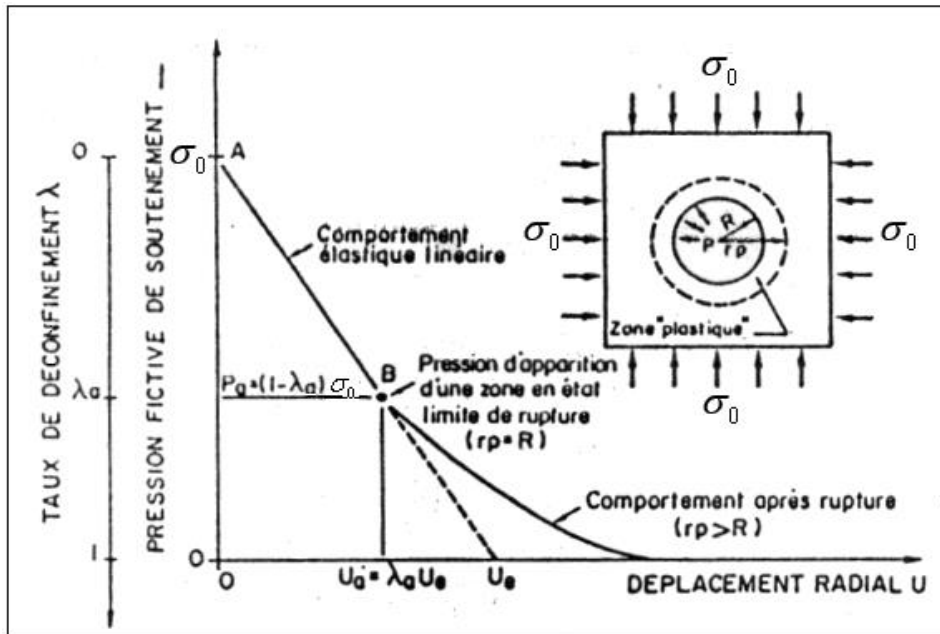


Figure.5.3. Courbe caractéristique du terrain [15]

c) Milieu élasto -plastique parfait

Plusieurs formules ont été données pour tracer la courbe caractéristique du terrain après qu'une zone en état limite de rupture se soit formée autour de l'excavation. Celles que nous explicitons ci-après ont été établies par M. PANET (1976) pour un milieu élasto -plastique parfait.

On appelle ε_r et ε_θ les déformations radiale et tangentielle du terrain autour de la cavité qui s'expriment, dans le cas d'une symétrie cylindrique, par :

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} \quad (5.15)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad (5.16)$$

où u est le déplacement radial.

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

$$\Delta\varepsilon_r + \alpha\Delta\varepsilon_\theta = 0 \quad (5.17)$$

$$\varepsilon_r = \frac{1+\nu}{E} \lambda_a \sigma_0 + \Delta\varepsilon_r \quad (5.18)$$

$$\varepsilon_\theta = -\frac{1+\nu}{E} \lambda_a \sigma_0 + \Delta\varepsilon_\theta \quad (5.19)$$

λ_a est le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture à la paroi de l'excavation.

Si $\alpha = 1$ la déformation se fait à volume constant.

Si $\alpha > 1$ la déformation se fait avec une augmentation de volume, le milieu est dilatant.

L'intégration des formules conduit aux expressions suivantes :

Pour toute valeur de déconfinement $\lambda > \lambda_a$, pour laquelle :

$$p = (1-\lambda)\sigma_0 \quad (5.20)$$

Le rayon de la zone plastique est donné (pour $\phi \neq 0$) par :

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \cdot \frac{(k_p - 1)\sigma_0 + R_c}{(1-\lambda)(k_p - 1)\sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}} \quad (5.21)$$

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

$$u(\lambda) = \frac{1+\nu}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{\alpha + 1} \left[2 \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{\alpha + 1} + \alpha - 1 \right] \cdot R \quad (5.22)$$

Cette dernière formule permet de tracer point par point la courbe caractéristique $u = f(p)$ pour $p < p_a$

A chaque point correspond également une valeur du rayon de la zone plastique r_p . On peut noter que l'épaisseur de l'anneau en état limite de plasticité est $r_p - R$.

On remarque que l'expression de r_p ci-dessus ne dépend pas de la valeur α et que pour $\alpha = 1$ la relation entre u et r_p s'écrit :

$$u(\lambda) = u_a \cdot \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \quad (5.23)$$

5.4.2. Convergence en fonction de la distance au front de taille

La détermination de la convergence en fonction de la distance au front de taille permet de définir la position relative des courbes caractéristiques du soutènement et du terrain dont dépendra l'équilibre final (point 0 de la fig.5.2). Négliger la part de convergence déjà acquise au moment de la pose du soutènement conduit non seulement à surestimer l'effort de soutènement mais aussi à trahir le comportement du massif et son équilibre final.

La convergence du tunnel en fonction de la distance au front de taille peut être obtenue à partir d'un calcul tridimensionnel.

Nous nous limiterons ici aux résultats analytiques obtenus dans un milieu à comportement élastique, ce qui est suffisant dans beaucoup de cas. En effet on peut souvent considérer que le soutènement est mis en place à une distance du front de taille telle qu'aucune plasticité ne s'y est encore formée de façon significative.

Bien que le phénomène tridimensionnel soit plus complexe, on peut assimiler l'influence de la proximité du front de taille à une pression radiale fictive de soutènement.

La convergence et la pression fictive de soutènement en fonction de la distance au front de taille se déduit de la figure 5.4 (d'après M. PANET, 1976). Ce graphique indique la valeur du taux de déconfinement λ en fonction de la distance au front de taille ou encore la pression de soutènement du front qui vaut

$$p = (1 - \lambda)\sigma_0 \quad (5.24)$$

La courbe caractéristique du terrain permet de connaître la valeur correspondante du déplacement à la paroi u .

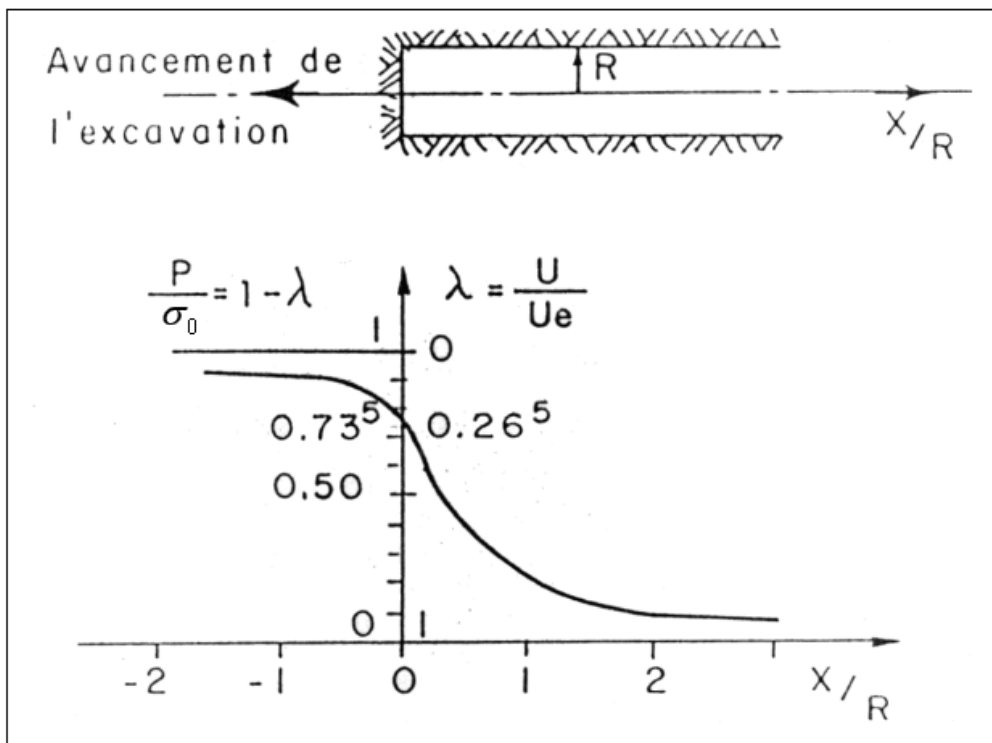


Figure.5.4. Variation du taux de déconfinement λ en fonction de la distance x du front (cas du comportement élastique) [15]

On relève notamment sur cette figure qu'au droit du front de taille le taux de déconfinement est égal à 0,265. On retient souvent la valeur voisine de 0,3 ou de 1/3 lorsque le soutènement est mis en place à proximité du front de taille. On retient également que la valeur de λ pour une section située à un diamètre du front de taille vaut $\lambda = 90 \%$.

5.5. Tracé de la courbe caractéristique du revêtement ou du soutènement

5.5.1. Raideur d'un revêtement ou d'un soutènement

Pour tracer la courbe caractéristique du soutènement ou d'un revêtement, on détermine sa raideur k_s telle que :

$$\Delta p = \frac{k_s}{R} \cdot \Delta u \quad (5.25)$$

où :

p est la pression exercée sur le soutènement.

u le déplacement radial correspondant.

R le rayon de l'excavation.

5.5.2. Soutènement par revêtement en béton coffré ou par béton projeté

Un revêtement en béton coffré ou en béton projeté d'épaisseur e est mis en place dans un tunnel de rayon R (figure. 5.5).

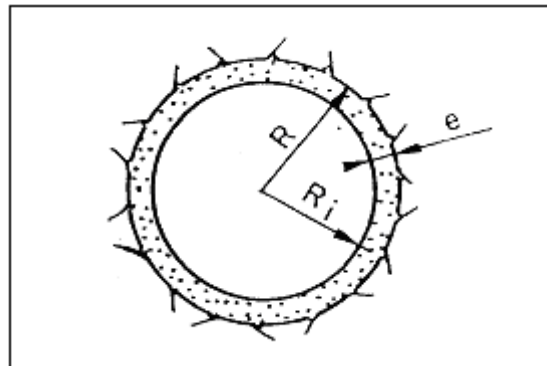


Figure.5.5 - Revêtement en béton coffré ou projeté [15]

a) Raideur

Les expressions des raideurs sont données ci-après.

▪ Cas du revêtement mince

La raideur k_b du revêtement en béton s'écrit sous la forme simplifiée suivante :

$$k_b = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu_b^2) R} \quad (5.26)$$

Ou encore :

$$k_b = \frac{E_b \cdot e}{R} \quad (5.27)$$

où R désigne le rayon de l'extrados du revêtement (soit sensiblement le rayon de l'excavation),

e , l'épaisseur du revêtement,

E_b, ν_b le module et le coefficient de Poisson du béton ($(1-\nu_b^2)$ vaut 1 ou en est peu différent).

▪ **Cas du revêtement épais**

L'expression donnant k_b est la suivante :

$$k_b = \frac{E_b \cdot (R^2 - R_i^2)}{(1 - \nu_b) [(1 - 2\nu_b)R^2 + R_i^2]} \quad (5.28)$$

où : R_i est le rayon d'intrados du revêtement
 R, E_b, ν_b ont la même signification que ci-dessus.

b) Pression maximale de soutènement

La pression maximale que peut développer l'anneau en béton vaut :

$$p_{b\max} = \frac{\sigma_{b\max} \cdot e}{R} \quad (5.29)$$

où $\sigma_{b\max}$ est la contrainte limite admissible du béton.

Il est habituel de dimensionner le soutènement ou le revêtement de telle sorte que pour un béton à 25 MPa la sollicitation soit en fait limitée aux environs de 6 MPa.

Cette valeur englobe la non prise en compte par le modèle de toutes les anisotropies.

Pour plus de détails sur les valeurs de la pression maximale de chaque type de soutènements voir l'annexe 3.

5.5.3. Soutènement par cintres calés à la paroi

a) Raideur

La raideur k_c d'un cintre calé de façon continue à la paroi est donnée par la relation :

$$k_c = \frac{E_a \cdot S}{e \cdot R} \quad (5.30)$$

avec les notations :

R : rayon de l'excavation

e : espacement longitudinal des cintres

S : Section du cintre

E_a : module d'élasticité de l'acier.

Si le cintre est noyé dans le béton projeté il aura une raideur composite donnée au paragraphe 5.5.6.

b) Pression maximale de soutènement

La pression maximale que peut développer le cintre vaut :

$$p_{c\max} = \frac{S \sigma_a}{R \cdot e} \quad (5.31)$$

où :

σ_a = résistance de l'acier

R, e, S = mêmes notations que ci-dessus.

5.5.4. Soutènement par boulons à ancrage ponctuel

a) Raideur

A l'allongement élastique de la tige doit s'ajouter le déplacement correspondant à la déformabilité propre de certaines pièces du boulon (ancrage, plaque d'appui, tête) qui s'exprime par :

$$S_b = Q.T_b \quad (5.32)$$

où :

S_b = allongement du boulon moins allongement élastique de la tige

T_b = charge agissante sur le boulon

Q = valeur liée aux caractéristiques de charge -déformation de ces pièces.

La valeur Q peut être déterminée à partir de la courbe charge -déformation résultant d'un essai d'arrachage.

La raideur k_a d'un ensemble de boulons à ancrages ponctuels est donnée par la formule:

$$\frac{1}{k_s} = \frac{e_c \cdot e_l}{R} \left[\frac{4l}{\Pi \cdot d^2 \cdot E_a} + Q \right] \quad (5.33)$$

où :

e_c = espacement circonférentiel des boulons

e_l = espacement longitudinal des boulons

l = longueur libre du boulon entre plaque d'appui et ancrage

d = diamètre du boulon

E_a = module d'Young du matériau constituant le boulon.

c) Pression maximale de soutènement

La pression ultime de soutènement qui est engendrée par un boulonnage à ancrages ponctuels est :

$$P_{S \max} = \frac{T_{br}}{e_c \cdot e_l} \quad (5.34)$$

où T_{br} est la charge résistante ultime du boulon telle qu'elle résulte d'un essai d'arrachage dans un terrain similaire à celui pour lequel le système de boulonnage est prévu.

5.5.5. Soutènement par boulons à ancrage continu

Dans ce système de soutènement, les déformations qui se manifestent à la fois dans le terrain et les boulons ne peuvent pas être dissociées.

Actuellement, on ne peut traiter le problème que d'une manière qualitative.

Selon certains auteurs l'action du soutènement de ces boulons réside dans un renforcement interne du terrain. La présence des boulons limite en particulier les effets de dilatance.

Il en résulte une amélioration des caractéristiques résiduelles c et ϕ du terrain qui entraîne une modification de la courbe caractéristique de ce dernier.

5.5.6. Combinaison de plusieurs types de soutènement

On admet que la raideur d'un système de soutènements combinés est égale à la somme des raideurs de chaque soutènement.

$$k_s = k_{s1} + k_{s2} \quad (5.35)$$

où : k_{s1} = raideur du premier soutènement
 k_{s2} = raideur du second soutènement.

Si deux soutènements sont mis en place successivement et si l'on appelle u_{a1} le déplacement radial qui s'est produit lorsque le premier élément de soutènement commence à se mettre en charge et u_{a2} le déplacement radial correspondant au début de la mise en charge du deuxième type de soutènement (figure. 5.6), la courbe de confinement est définie par :

$$u = u_{a1} + \frac{R}{k_{s1}} p \quad \text{pour } u_{a1} < u < u_{a2} \quad (5.36)$$

$$u = u_{a2} + \frac{R}{k_{s1} + k_{s2}} p \quad \text{pour } u > u_{a2} \quad (5.37)$$

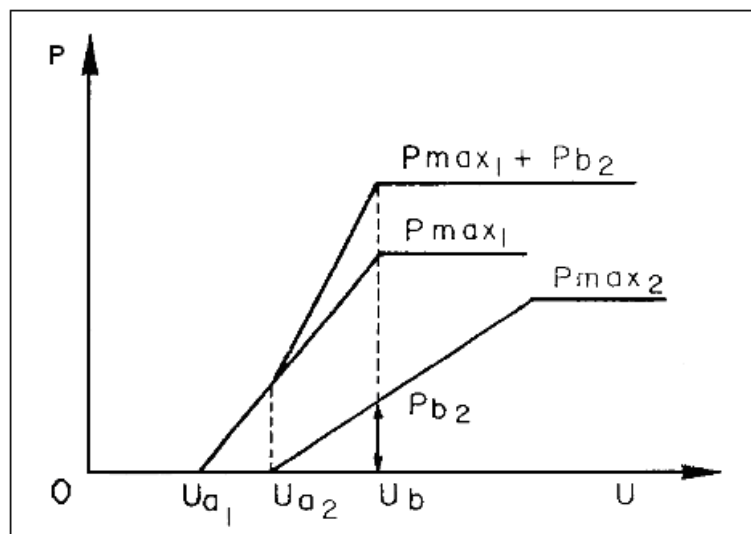


Figure.5.6- Combinaison de plusieurs éléments de soutènement simultanés ou successifs [15]

La déformation maximale tolérable est celle qui provoque la rupture de l'élément de soutènement.

La pression ultime de confinement correspondant est la somme de la pression ultime de confinement de cet élément de soutènement et des pressions partielles de confinement apportées par les autres éléments dans l'état de déformation correspondant.

5.6. Equilibre terrain -soutènement

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

- la pression de soutènement.
- la convergence atteinte.
- s'il y a lieu, le rayon de la zone plastique (ou en état limite de rupture).

Dans le cas simple de caractéristiques élastiques du terrain et du soutènement (les lignes caractéristiques sont des droites, voir figure 5.7) l'état d'équilibre est donné par la pression de soutènement :

$$P_s = \frac{k_s}{k_s + 2G} (1 - \lambda_{s0}) \sigma_0 \quad (5.38)$$

où :

λ_{s0} : est le taux de confinement atteint au moment de la mise en place du soutènement

k_s : la raideur du soutènement

$2G = E/1+\nu$ la raideur du terrain

σ_0 : la contrainte initiale.

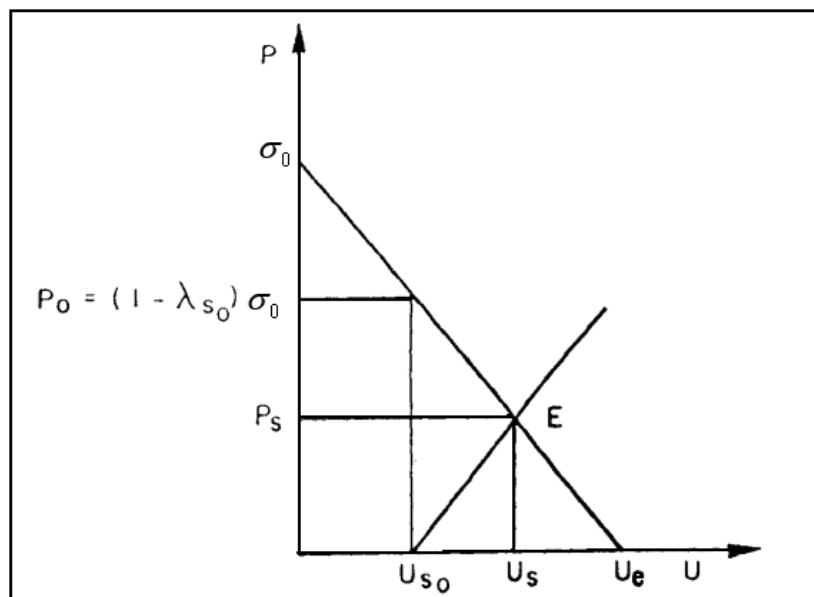


Figure.5.7 - Equilibre élastique [15]

5.7. Application de la méthode de convergence-confinement au tunnel du métro

Tableau.5.1. Les données préliminaires

σ_0 [kN/m ²]	R [m]	φ [°]	ν	C [kN/m ²]	E [kN/m ²]
329.12	4.96	27.5	0.3	75	175000

5.7.1. Tracé de la courbe caractéristique du terrain

On a : $R_C = 247.19$ kN/m², $K_P = 2.71$.

a. Milieu élastique

On a : $U_e = 12 \cdot 10^{-3}$ m, $K = 134.62 \cdot 10^3$ kN/m².

b. Pression d'apparition de la zone en état limite de rupture

On a : $P_a = 110.62$ kN/m², $\lambda_a = 0.66$ et $U_a = 8 \cdot 10^{-3}$ m.

c. Milieu élastoplastique parfait :

On a : $U_{inf} = 15.68 \cdot 10^{-3}$ m.

5.7.2. Tracé de la courbe caractéristique du soutènement

A. Béton projeté

a. La raideur

Pour : $e = 0.15$ m, $E = 10000$ MPa

On a : $K_b = 31.5 \cdot 10^4$ kN/m².

b. Pression maximale de soutènement

On a : $P_{bmax} = 181.45$ kN/m².

$U_{abmax} = (R \cdot P_{bmax}) / K_{sbéton}$.

$U_{abmax} = 2.9 \cdot 10^{-3}$ m.

$P_0 = (1 - \lambda_{s0}) \sigma_0$.

En projetant U_{abmax} sur la courbe caractéristique du terrain on obtient

$P_{0béton} = 249$ KPa.

Donc $\lambda_{s0béton} = 0.24$.

▪ L'état d'équilibre

$P_{sbéton} = 174.45$ kN/m².

$\lambda_{béton} = 0.47$.

B. Cintres calés à la paroi

a. La raideur

Pour : $R = 4.96$ m, $e = 1.5$ m, $S = 34.01 \cdot 10^{-4}$ m² et $E = 210000$ MPa.
 On a : $K_C = 9.6 \cdot 10^4$ kN/m².

b. Pression maximale de soutènement

Pour: $R = 4.96$ m, $e = 1.5$ m, $S = 34.01 \cdot 10^{-4}$ m² et $\sigma_a = 350$ MPa.

On a: $P_{Cmax} = 160$ kN/m².

$U_{acmax} = 8.3 \cdot 10^{-3}$ m.

En projetant U_{acmax} sur la courbe caractéristique du terrain on obtient

$P_{0cintre} = 102$ KPa.

Donc $\lambda_{S0cintre} = 0.69$.

▪ L'état d'équilibre

$P_{scintre} = 42.47$ kN/m².

$\lambda_{cintre} = 0.87$.

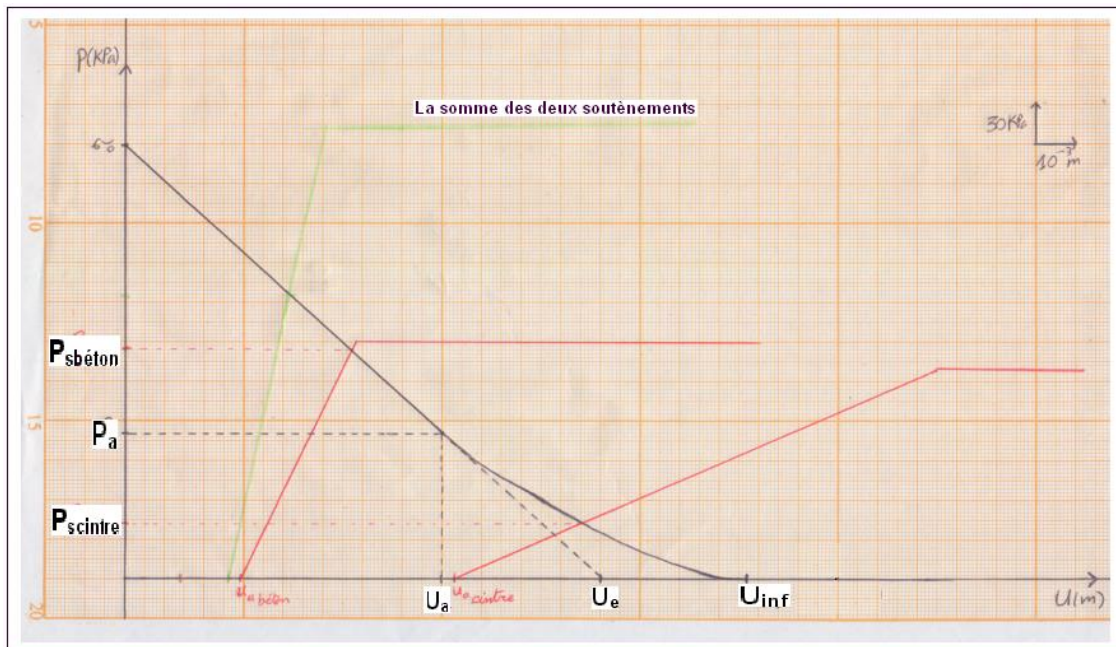


Figure.5.8 – La courbe convergence -confinement

Vue que la courbe obtenue par le calcul manuel ne permet pas de déduire U_b et P_b pour le but d'avoir la courbe caractéristique du soutènement combiné, alors la considération de ce dernier comme un soutènement homogène est devenue nécessaire (utilisation d'un module de Young équivalent) mais la seule difficulté réside dans la détermination de la pression maximale de soutènement homogène donc le recours à un logiciel qui permet d'avoir la courbe de convergence -confinement sans la connaissance de cette pression maximale est devenu nécessaire.

5.8. Application du logiciel C -Lambda

Pour l'obtention des valeurs de déconfinement spécifiques au tunnel du métro d'Alger, on a appliqué le logiciel C -Lambda qui est un logiciel basé sur une formulation entièrement analytique des courbes de la méthode convergence - confinement.

L'ensemble des formules utilisées et les différentes hypothèses qui ont été réalisées lors des calculs dans le programme C -Lambda ont été développés à partir des travaux de Hoek et Brown, Corbetta et Nguyen Minh, Panet, Carranza-Torres ainsi que Sulem.

Ce logiciel comprend les principales fonctionnalités suivantes.

- Entrée des données didactique (méthode guidée) ou de manière directe par l'intermédiaire d'un tableau de données. Notons ici que l'utilisation du tableau autorise la définition de plusieurs « jeux de données » permettant ainsi une analyse paramétrique facile.
- Calcul de la courbe de convergence suivant le critère de Hoek et Brown ou le critère de Mohr -Coulomb (avec ou sans radoucissement).
- Calcul de la courbe de confinement.
- Calcul et fourniture des résultats : Pose du soutènement, équilibre terrain / Soutènement.
- Possibilité de visualiser de manière interactive les résultats de la méthode de convergence -confinement (Tableaux de résultats, courbes sous forme graphique).
- Possibilité d'éditer les résultats de la méthode convergence confinement dans une note de calcul dédiée.

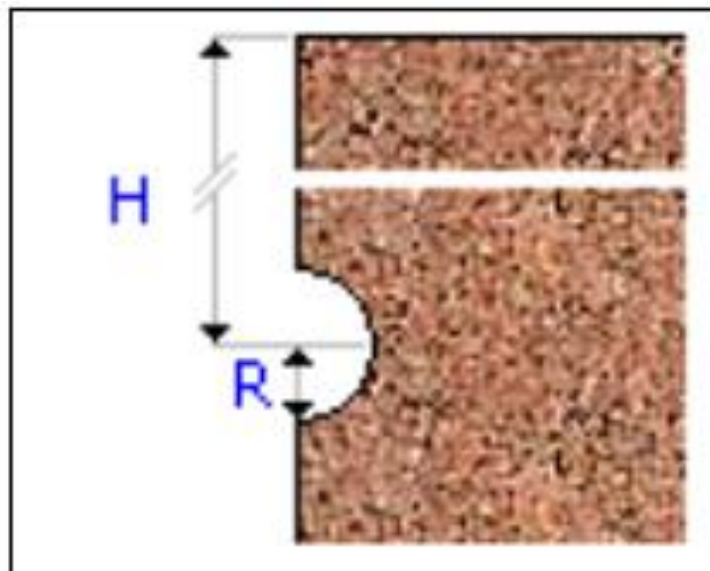


Figure.5.9 – Présentation du rayon et de la hauteur de recouvrement

Tableau.5.2. Les données concernant le terrain

Hauteur de la surface [m]	14.96
Rayon du tunnel [m]	4.96
La loi de comportement	Mohr-Coulomb
Le poids volumique ρ [kg/ m ³]	2243.376
Le module de Young E [MPa]	175
Coefficient de Poisson ν	0.3
La cohésion C [MPa]	0.075
L'angle de frottement interne [°]	27.5

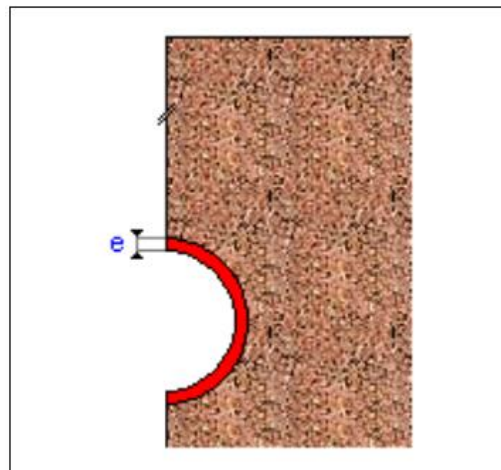


Figure.5.10 – Présentation de l'épaisseur du soutènement

Tableau.5.3. Les données concernant le soutènement

L'épaisseur e [mm]	Module de Young E [MPa]	Coefficient de Poisson ν
150	20481	0.2

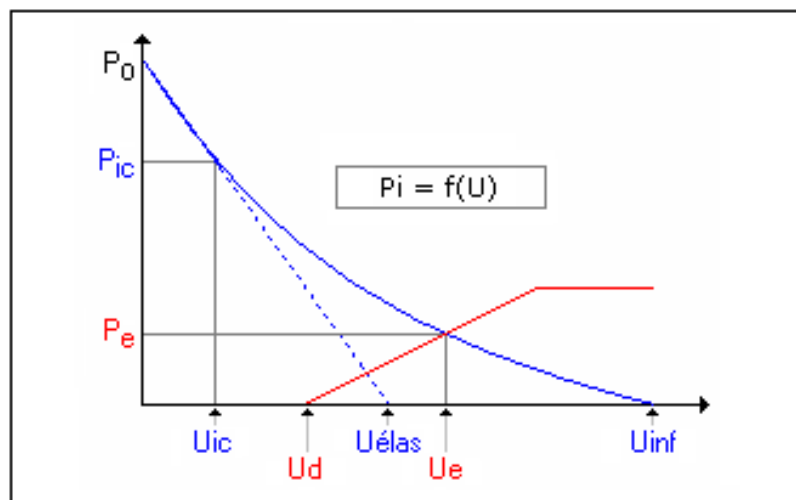


Figure.5.11 – Définition des différents paramètres de la courbe convergence-confinement

Tableau.5.4. Les résultats

Contrainte initiale P_0 [MPa]	0.329
Déplacement Uélas [mm]	12.1308
Pression limite Pic [MPa]	0.111
Déplacement Uic [mm]	8.0526
Le taux de déconfinement λ_c	0.6638
Déplacement Uinf [mm]	17.0565
Déplacement Ud [mm]	7.9716
Le taux de déconfinement à la pose du soutènement λ_{s0}	0.6571
Le taux de déconfinement à l'équilibre λ_s	0.7123

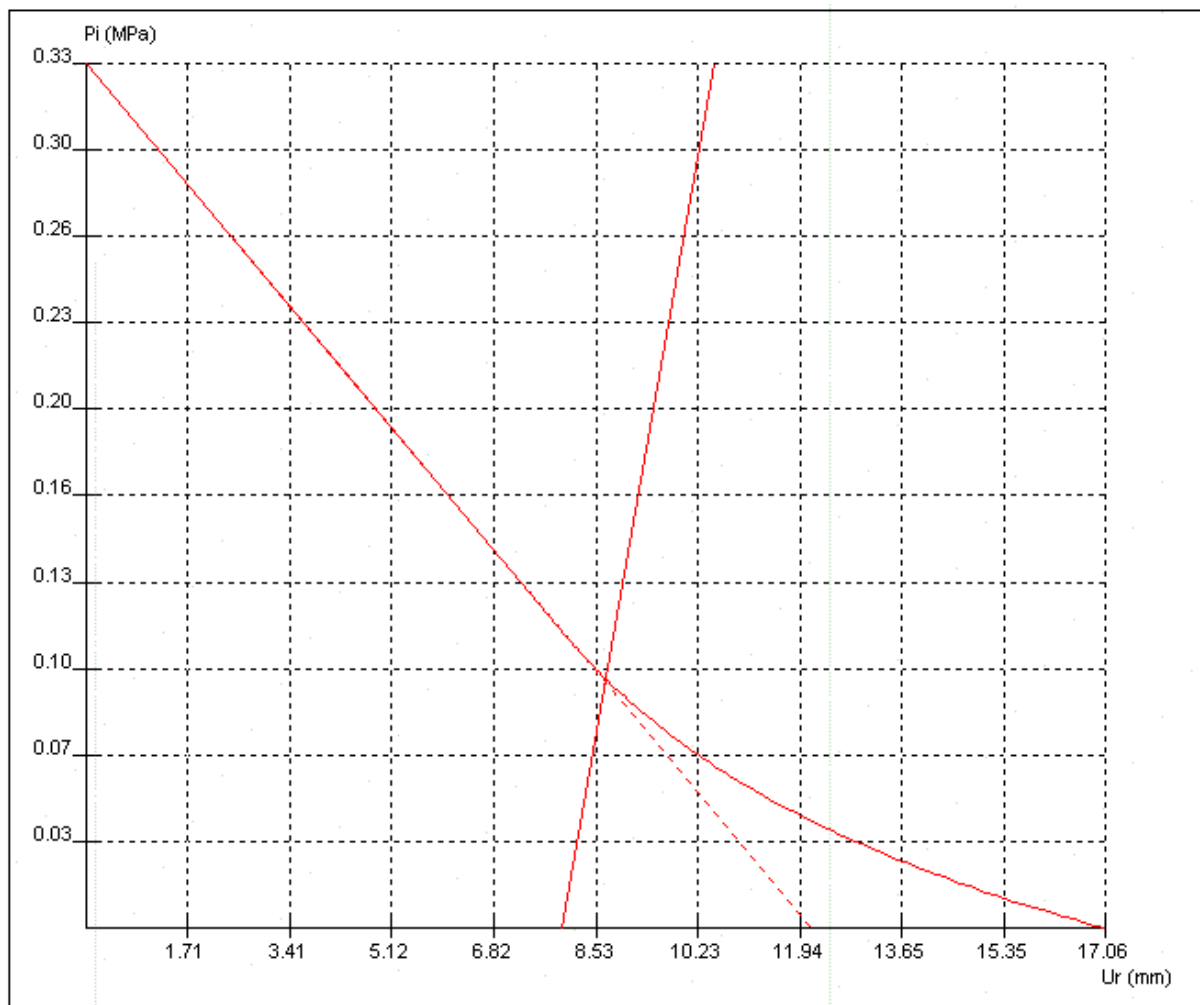


Figure.5.12 - La courbe convergence-confinement obtenue pour le tunnel du métro

Conclusion

Pour conclure, la méthode convergence -confinement, dans la mesure où les caractéristiques du terrain sont relativement homogènes et suffisamment connues, peut être plus ou moins satisfaisante pour l'orientation du choix initial du mode de soutènement et servir de base au contrôle rapide du comportement terrain soutènement pendant les travaux vue sa souplesse qui permet son adaptation rapide aux conditions rencontrées sur le site.

Compte tenu de l'incertitude de la plupart des paramètres, L'auscultation pendant les travaux en vue de l'adaptation du projet au site s'impose particulièrement lorsque le soutènement choisi est du type béton projeté et/ou boulons dont la méthode convergence -confinement ne peut en aucun cas remplacer parfaitement les mesures réelles.

L'application de cette méthode (convergence -confinement) au site sujet d'étude s'est avérée indispensable d'où les résultats obtenus ($\lambda_{s0}=0.6571$ et $\lambda_s = 0.7123$) seront introduits plus tard comme données pour la modélisation par la méthode des éléments finis dont ils vont servir à compenser l'aspect tridimensionnel du problème étudié.

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des terrains et des ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du sol, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau (sol, roche, eau, béton, métal, géosynthétiques, etc.) et précise la place des conditions aux limites et des interfaces, avec leurs conditions de contact. Dans ce chapitre, un modèle de référence du tunnel du métro d'Alger sera développé dans le but de simuler son comportement et évaluer sa stabilité et fiabilité.

6.1 Situation et description de la coupe étudiée

La coupe étudiée se trouve au PK 7+370 dans le tronçon défini précédemment (entre Les FUSILLES et AMIROUCHE). Le niveau de la nappe aquifère se trouve à 15 m de profondeur, la clé de voûte à 10 m de profondeur et les différentes formations rencontrées sont représentées par la coupe transversale illustrée par la figure 6.1.

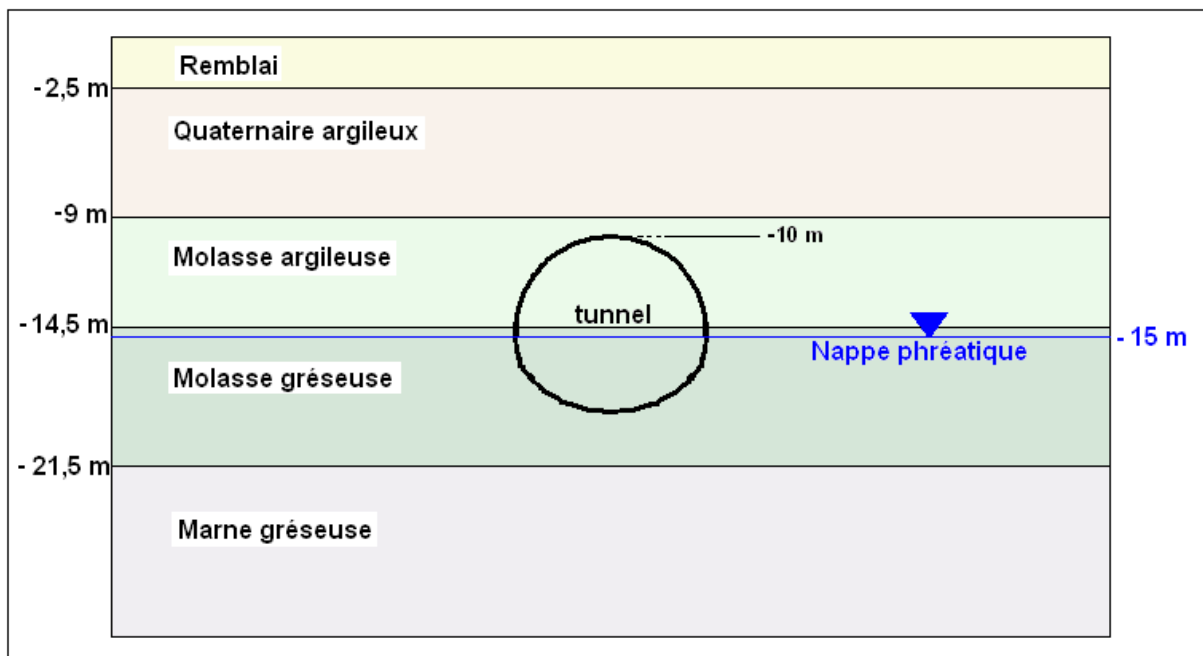


Figure. 6.1. Coupe transversale du PK 7+370

6.2. Caractéristiques du soutènement

▪ Cintres métalliques

Ceux sont des cintres à profilés HEB 120 dont les caractéristiques sont les suivants :

Tableau.6.1. Caractéristiques des cintres

La hauteur H [mm]	120	
La largeur B [mm]	120	
La masse au mètre linéaire M [Kg/m]	26.7	
La section d'acier A [cm ²]	34	
Les moments d'inertie [cm ⁴]	I_x	864
	I_y	864
	I_z	317.5
Le module de Young de l'acier E_a [kN/m ²]	$210 \cdot 10^6$	
L'espacement entre les cintres p [m]	1.5	

- Le module de rigidité normale

$$EA = 0.714 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$$

- Le module de rigidité de flexion

$$EI = 1.814 \cdot 10^3 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

- **Le béton projeté (armé)**

Pour la détermination du module d'élasticité du béton projeté armé on a utilisé la formule des matériaux composites suivante :

$$E_t = E_m \left[\frac{1}{(1 - V_f) + \frac{E_m V_f}{E_{ft}}} \right] \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (6.1)$$

E_t : module de Young transversal [kN/m²].

E_m : module de Young de la matrice [kN/m²].

V_f : volume des fibres (le ferrailage) [m³].

E_{ft} : module de Young des fibres dans le sens transversal [kN/m²].

On a : $E_0 = E_\infty = E_m = 10000 \text{ kN/m}^2$, $E_{ft} = 210000 \text{ kN/m}^2$ et $V_f = 2.76 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$.

$$E_t = 100.03 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$$

L'aire de la demi section transversale du béton projeté est $A = 3.015 \text{ m}^2$, le poids volumique du B25 est $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$, le coefficient de Poisson $\nu = 0.2$.

Donc :

$$EA = 30.16 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$$

$$EI = 3.1 \cdot 10^3 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

▪ Le béton projeté armé et cintres métalliques

En appliquant aussi pour cette combinaison les lois appliquées aux matériaux composites on pourra obtenir ainsi les modules de rigidité normale et de flexion équivalents (EA et EI).

On a:

$$E_{eq}A_{eq} = n [E_{cintre}A_{cintre} + E_{béton}A_{béton}] \quad (6.2)$$

Où : $n = 2$.

$$E_{eq}A_{eq} = 61.75 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$$

$$E_{eq}I_{eq} = n [E_{cintre}I_{cintre} + E_{béton}I_{béton}] \quad (6.3)$$

$$E_{eq}I_{eq} = 9.83 \cdot 10^3 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

▪ Le revêtement définitif

On a l'aire de la demi section transversale du revêtement définitif est $A = 6.81 \text{ m}^2$, $E_0 = 24000 \text{ MPa}$, $E_\infty = 12000 \text{ MPa}$ et $I = 424 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$, le poids volumique du B35 est $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$, le coefficient de Poisson $\nu = 0.2$.

A court terme

$$EA = 163.44 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$$

$$EI = 101.76 \cdot 10^3 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

A long terme

$$EA = 81.72 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$$

$$EI = 50.88 \cdot 10^3 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

▪ Les boulons

D'après Hoek et Brown [23] on a :

$$\frac{1}{EA} = \frac{e_T e_L}{R} \left[\frac{4L}{\pi d^2 E_b} + Q \right] \quad (6.4)$$

Où :

e_T : est l'espacement transversal des boulons ;

e_L : est l'espacement longitudinal des boulons ;

$1/e_T \cdot e_L$: est la densité du boulonnage ;

L : est la longueur des boulons ;

d : est le diamètre des tiges (généralement compris entre 16 et 25 mm) ;

E_b : est le module de Young du matériau constituant la tige ;

Q : est un paramètre qui permet de prendre en compte les déformations qui se produisent au niveau de l'ancrage et de la tête du boulon ; il est déterminé à partir de la courbe effort déformation d'un essai de traction sur un boulon. Pour un boulon de 22 mm de diamètre et de 3 m de longueur Q a une valeur comprise entre 0.03 m/MN et 0.05 m/MN (j'ai pris 0.05 m/MN = $0.05 \cdot 10^{-3}$ m/kN).

On a : $e_T=1.3$ m, $e_L=1.2$ m, $L=3$ m, $d=25$ mm, $E_b=210000$ MPa, $I=0.142 \cdot 10^{-6}$ m⁴
 $Q=0.05 \cdot 10^{-3}$ m/kN, $R=4.96$ m.

$$EA = 0.04 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$$

$$EI = 0.03 \cdot 10^3 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

▪ Les tiges

On a: $A=49.08 \cdot 10^{-5}$ m².

$$EA = 0.103 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$$

Tableau.6.2. Tableau récapitulatif des caractéristiques du soutènement

	Soutènement Provisoire		Revêtement Définitif		boulons	tiges
	Court terme	Long terme	Court terme	Long terme		
Rigidité normale EA (kN/m)	$61.75 \cdot 10^6$	$61.75 \cdot 10^6$	$163.44 \cdot 10^6$	$81.72 \cdot 10^6$	$0.04 \cdot 10^6$	$0.103 \cdot 10^6$
Rigidité de flexion EI (kN.m ² /m)	$9.83 \cdot 10^3$	$9.83 \cdot 10^3$	$101.76 \cdot 10^3$	$50.88 \cdot 10^3$	$0.03 \cdot 10^3$	

6.3. Modélisation par Plaxis

En vue de valoriser et évaluer l'efficacité et le comportement du soutènement employé au tunnel du métro ; Plaxis c'est avéré l'un des meilleurs moyens permettant d'atteindre cet objectif.

6.3.1. Le modèle

Pour des raisons de symétrie seul un demi de la géométrie est modélisé, le tunnel est divisé suivant un axe vertical en deux parties congénères, pour les conditions aux limites ; les dimensions du modèle ont été prises cinq fois le diamètre du tunnel (50 m) pour la frontière dans la direction horizontale [19] et trois fois le diamètre (30 m) dans la direction verticale compte tenue la limitation des sondages de reconnaissance. La distance de cinq fois le diamètre est recommandée pour le but que les effets de bord soient négligeables, la figure 6.2 montre la relation constatée entre le diamètre du tunnel D, la profondeur de l'axe du tunnel H par rapport à la surface du terrain naturel et la profondeur des terrains h. On remarque que le rapport h/H varie entre les valeurs extrêmes 1.2 et 5.3; sa moyenne vaut environ 2.5. De même, la figure 6.3 décrit la relation entre le diamètre du tunnel D et la largeur maximale du modèle L pour représenter des conditions aux limites à l'infini.

Le rapport L/D est compris entre 2 et 17.7, avec une valeur moyenne autour de 5. Donc les dimensions du modèle qu'on a choisi respectent parfaitement les moyennes requises pour un modèle représentatif.

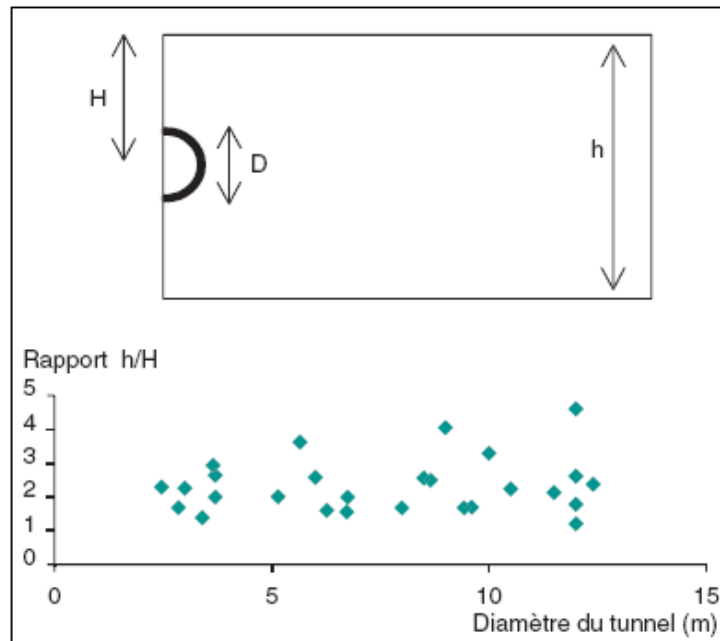


Figure.6.2. Rapport h/H en fonction du diamètre du tunnel D (extraits de la base de données MOMIS) [24]

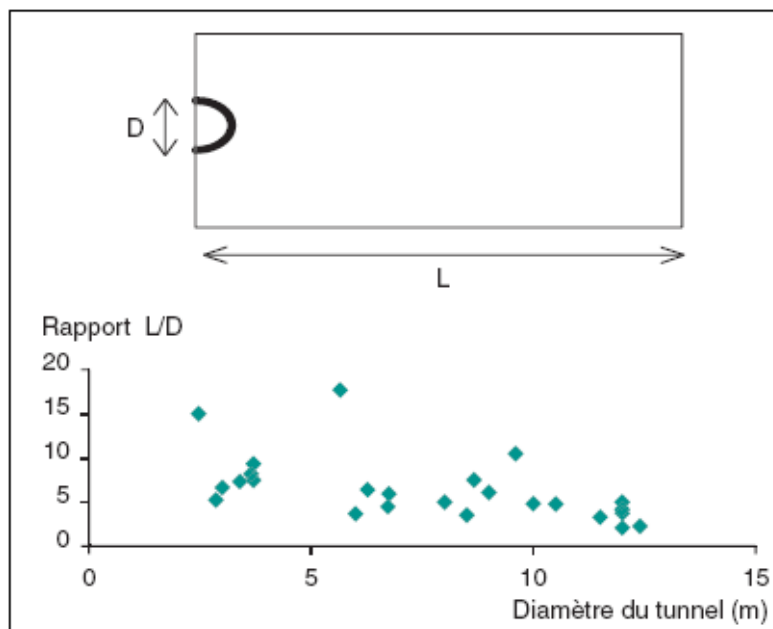


Figure.6.3. Rapport L/D en fonction du diamètre du tunnel D (extraits de la base de données MOMIS) [24]

Les déplacements horizontaux sont nuls aux frontières verticales et inférieure du modèle, mais les déplacements verticaux sont considérés comme nuls seulement au niveau de la frontière inférieure du modèle. La surface topographique du modèle est considérée libre pour tous déplacements (voir figure 6.4).

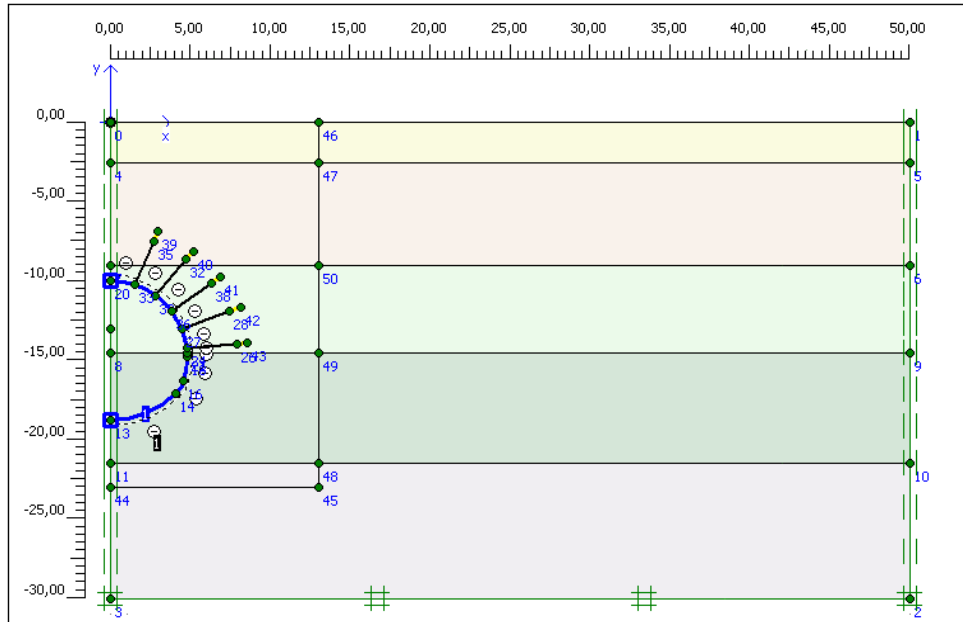


Figure.6.4. le modèle

Pour les conditions initiales, les déplacements sont nuls et les contraintes initiales sont égales aux contraintes engendrées par le terrain sous son propre poids.

▪ **Loi de comportement choisie pour le terrain et les structures**

Les lois de comportement complexes nécessitent la mesure d'un grand nombre de paramètres que très peu de projets vont justifier ou bien les moyens techniques existants ne permettent pas l'obtention de ces données. Donc, d'une manière générale on utilise dans 90% des cas les lois élasto-plastiques de Mohr-Coulomb (5 paramètres avec la dilatance) ou de Hoek et Brown (6 paramètres avec la dilatance) [19]. Dans ce cas, j'ai utilisé la loi de Mohr-Coulomb présente dans Plaxis. Même dans la base de données MOMIS on utilise les lois élasto-plastiques dans plus de 70 % des cas pour les tunnels.

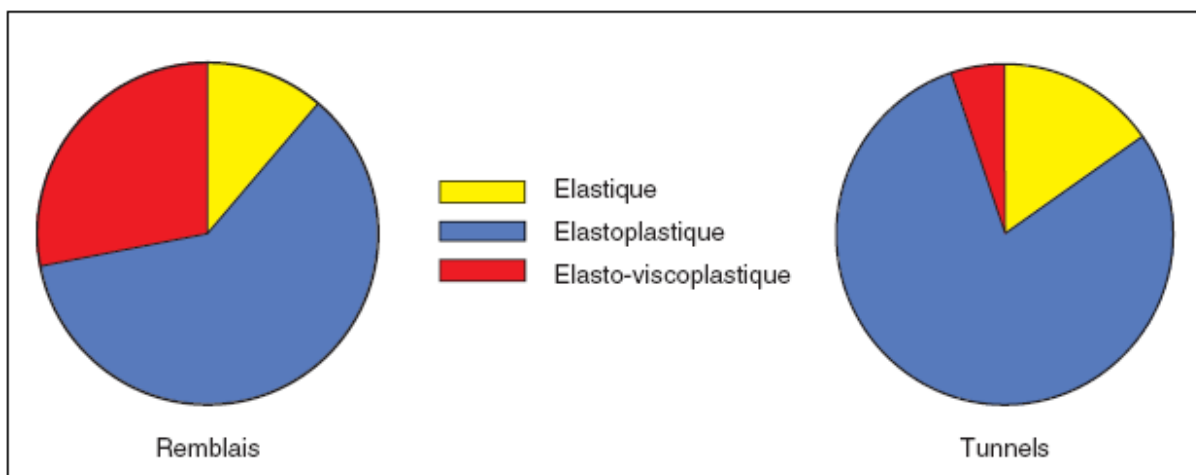


Figure.6.5. Type de schéma de comportement pour les modélisations de remblais et de tunnels. [24]

La complexité des sollicitations à appliquer aux modèles de tunnel et la simulation du creusement font que l'analyse et les comportements considérés sont plus simples et se font à long terme c'est pour cela on a choisi l'analyse en mode drainé.

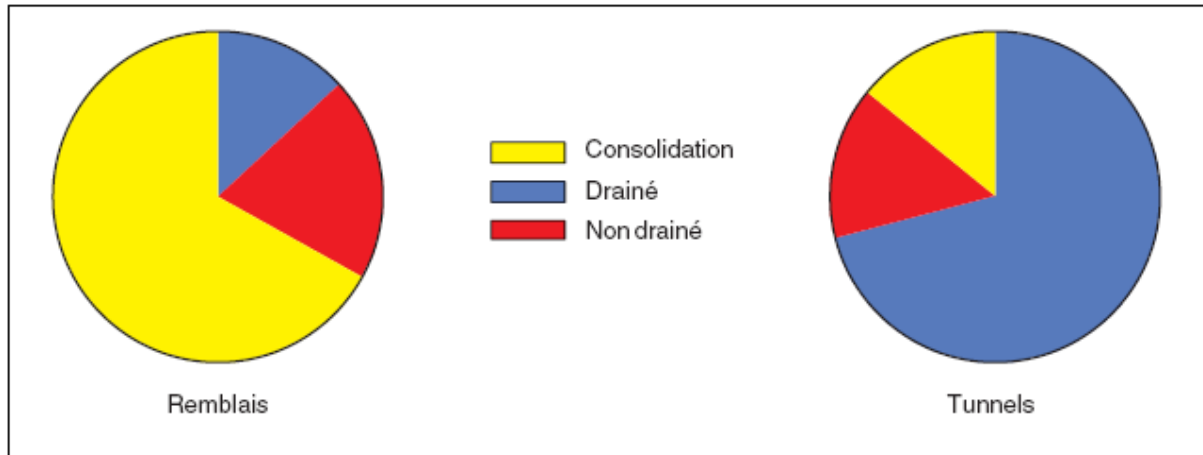


Figure.6.6. Type d'analyse pour les modélisations de remblais et de tunnels. [24]

Dans les terrains réels, la raideur dépend significativement du niveau de contraintes cela veut dire que la raideur, généralement, augmente avec la profondeur. Lors de l'utilisation de la loi de Mohr - Coulomb, la raideur est constante. Dans l'ordre de la prise en compte de cette augmentation on doit introduire la valeur de l'incrément du module de Young ($E_{increment}$) dans les paramètres avancés de la loi de Mohr - Coulomb. À la base de l'essai Pressiométrique, on a pu avoir la valeur de $E_{increment}$ pour chaque formation:

Tableau.6.3. L'incrément du module de Young

Terrains	Quaternaire	Molasse	Marne
$E_{increment}$ [KN/m ² /m]	972,5	371,33	110,95

La loi de comportement affectée aux différentes structures est la loi élastique puisqu'elles sont formées principalement de béton et acier.

▪ Le maillage

Le maillage a été plus raffiné dans les zones de forte variation des contraintes, au tour du tunnel et au niveau des terrains sus-jacents.

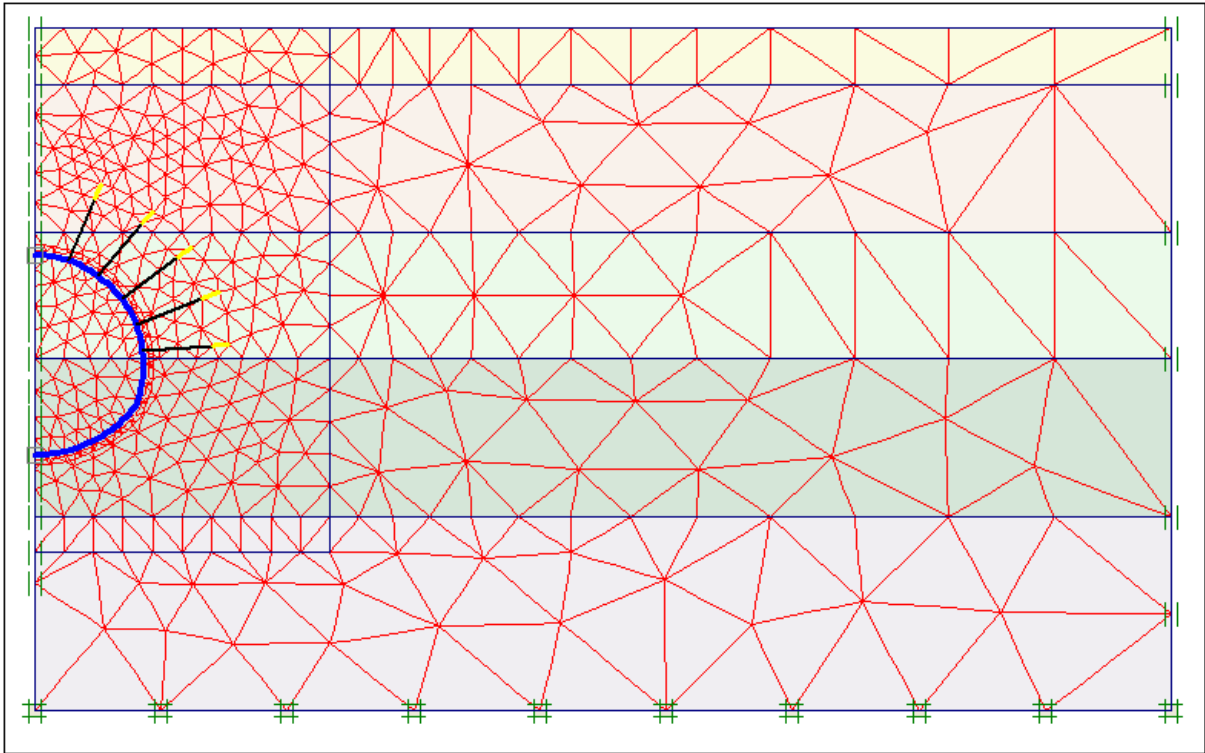


Figure.6.7. La génération du maillage

Le modèle est constitué de 781 éléments triangulaires à 15 nœuds, 6460 nœuds et 9372 points de contraintes.

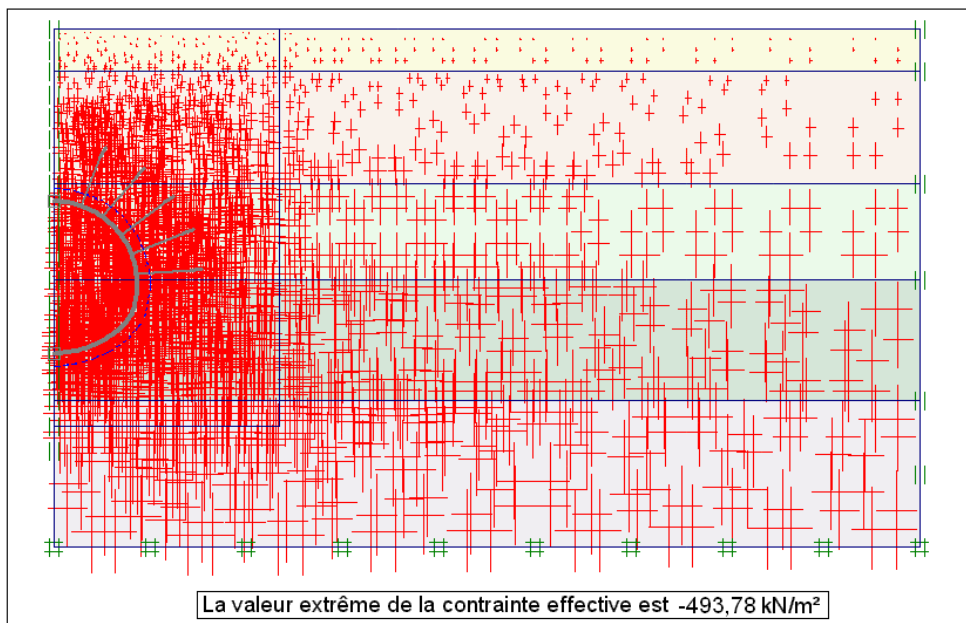


Figure.6.8. contraintes effectives (phase initiale)

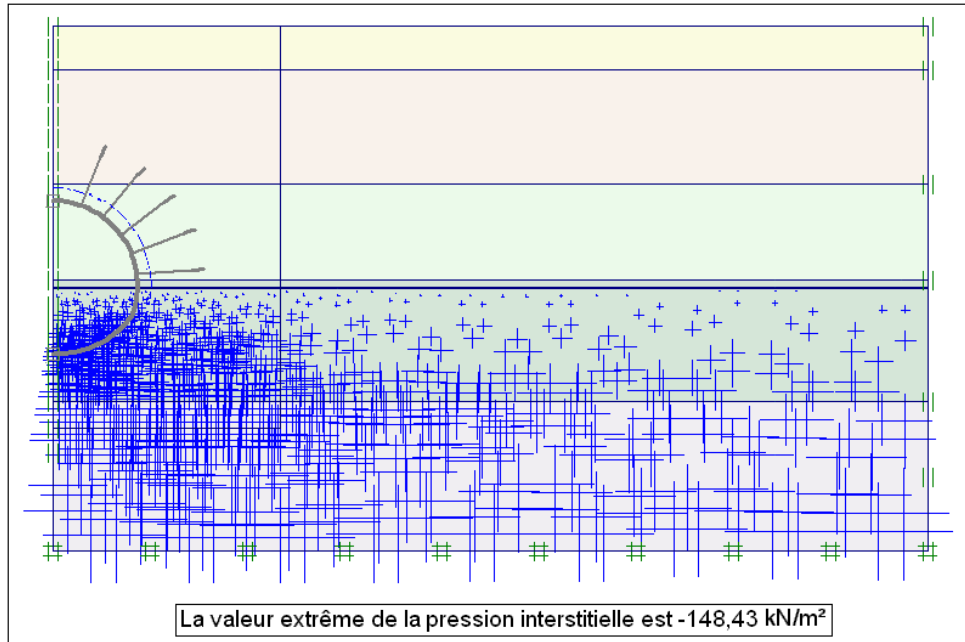


Figure.6.9. Pression interstitielle (phase initiale)

6.3.2. Le calcul

Le modèle est un modèle 2D calculé en déformations planes dans le profil en travers d'une section de tunnel, ce type de calcul représente 98 % des calculs numériques réellement effectués aux bureaux d'études [19], et 82 % des références de la base de données MOMIS (Modèle numérique d'ouvrage et mesures in situ). Il utilise les concepts de pressions fictives et de déconfinements élaborés pour la méthode convergence-confinement.

Mais il apporte de nombreux avantages par rapport à cette dernière : section quelconque, état de contrainte anisotrope, calculs en sections divisées, etc. Le calcul se réalise par phases successives, à des états de déconfinement progressifs :

- **Phase 0** : initialisation des contraintes (contraintes géostatiques).
- **Phase 1** : creusement du tunnel avec un déconfinement β_1 ($\sum M_{stage}=0.6571$).
- **Phase 2** : activation du soutènement provisoire (sans les boulons), le déconfinement passe de β_1 à β_2 ($\sum M_{stage}=0.7123$).
- **Phase 3** : activation des boulons et fin du déconfinement ($\sum M_{stage}=1$).
- **Phase 4** : affectation des caractéristiques à long terme aux terrains.
- **Phase 5** : installation du revêtement définitif.
- **Phase 6** : affectation des caractéristiques à long terme au revêtement définitif.

6.3.3. Les résultats

Les résultats du calcul sont comme suit :

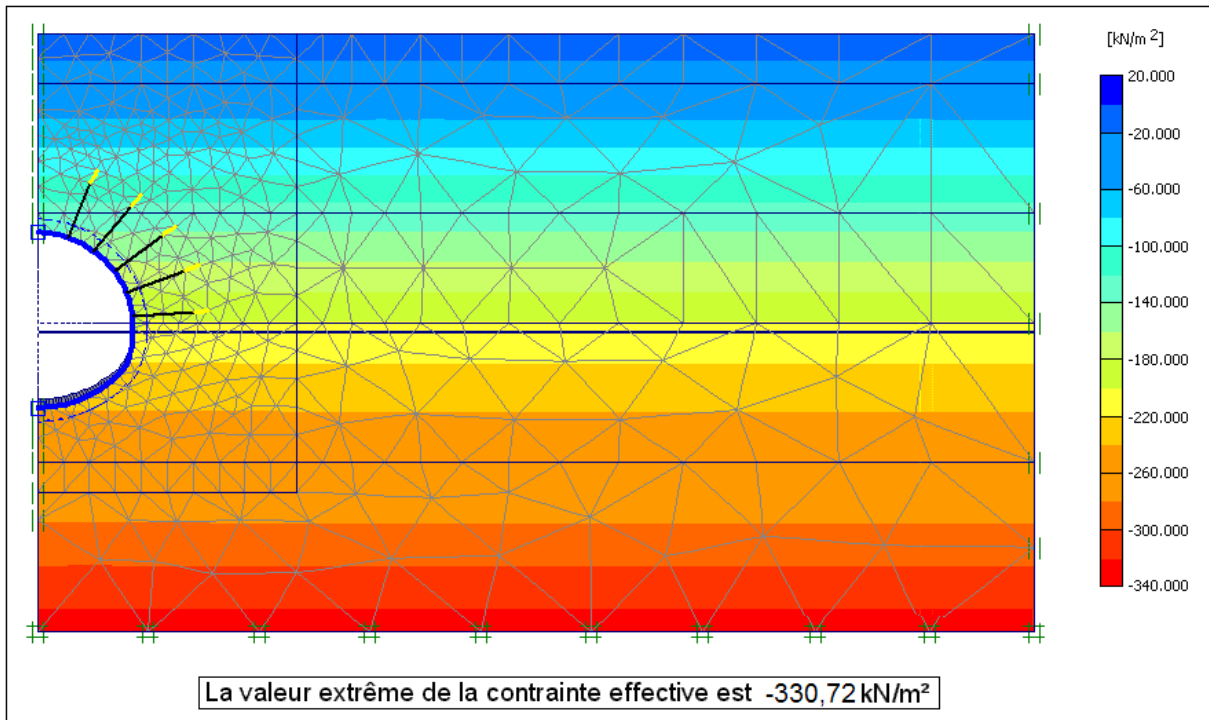


Figure.6.10. les contraintes effectives

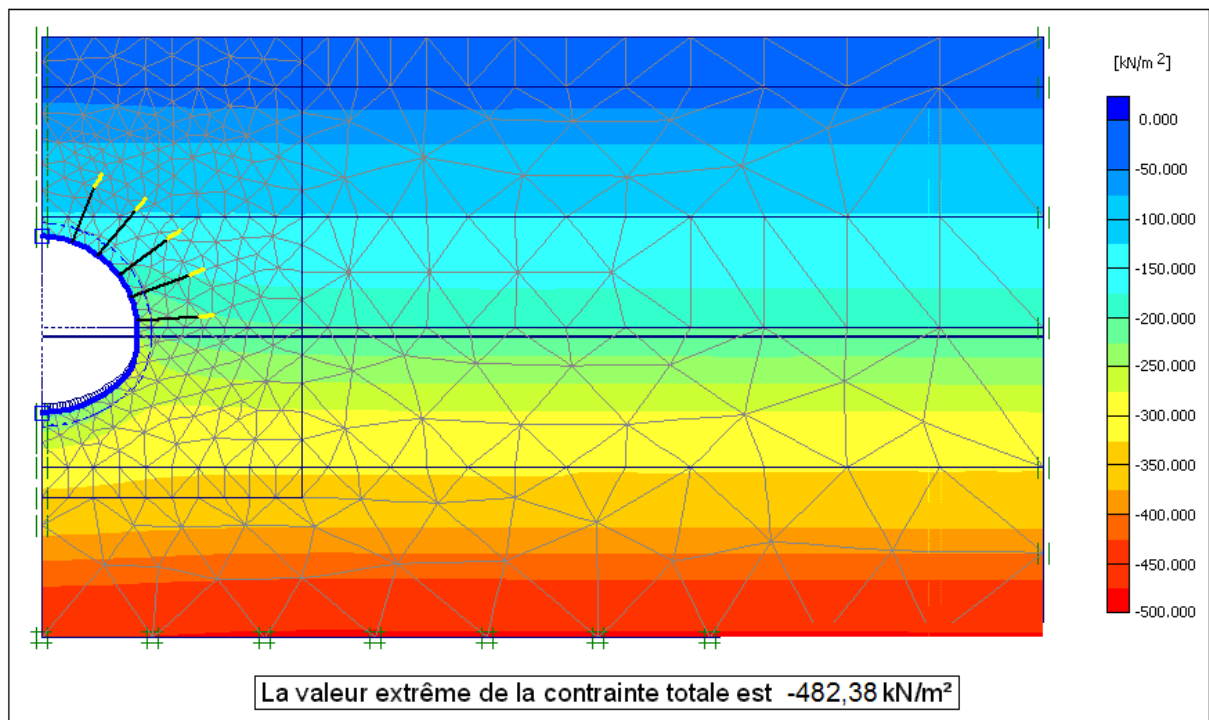


Figure.6.11. les contraintes totales

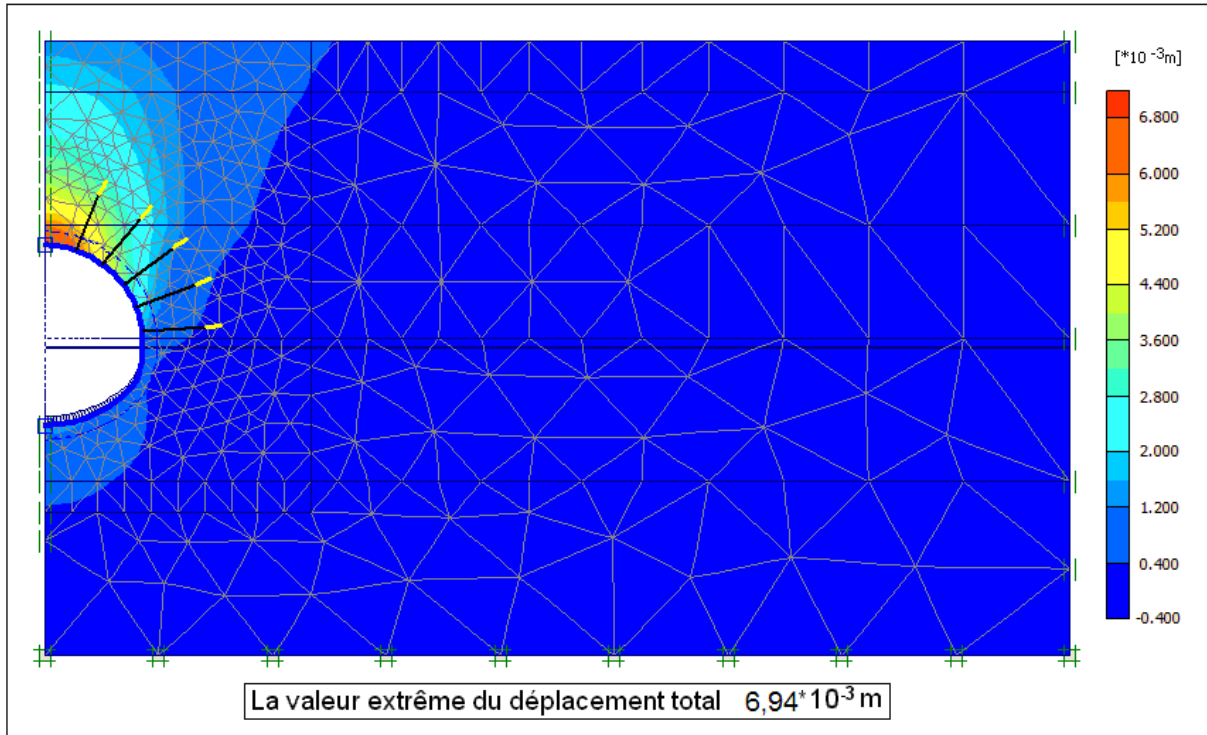


Figure.6.12. les déplacements totaux

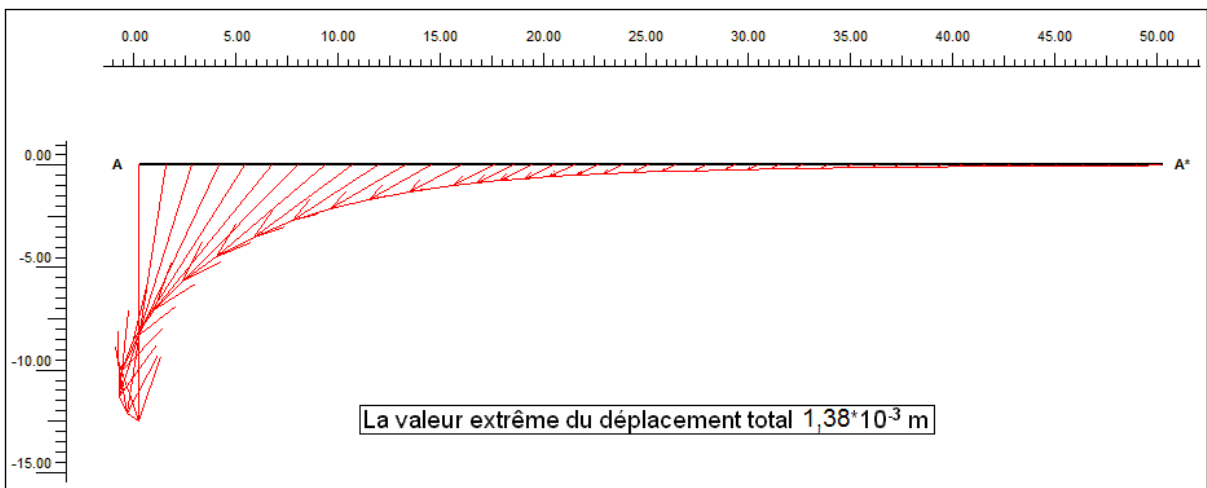


Figure.6.13. les déplacements totaux en surface

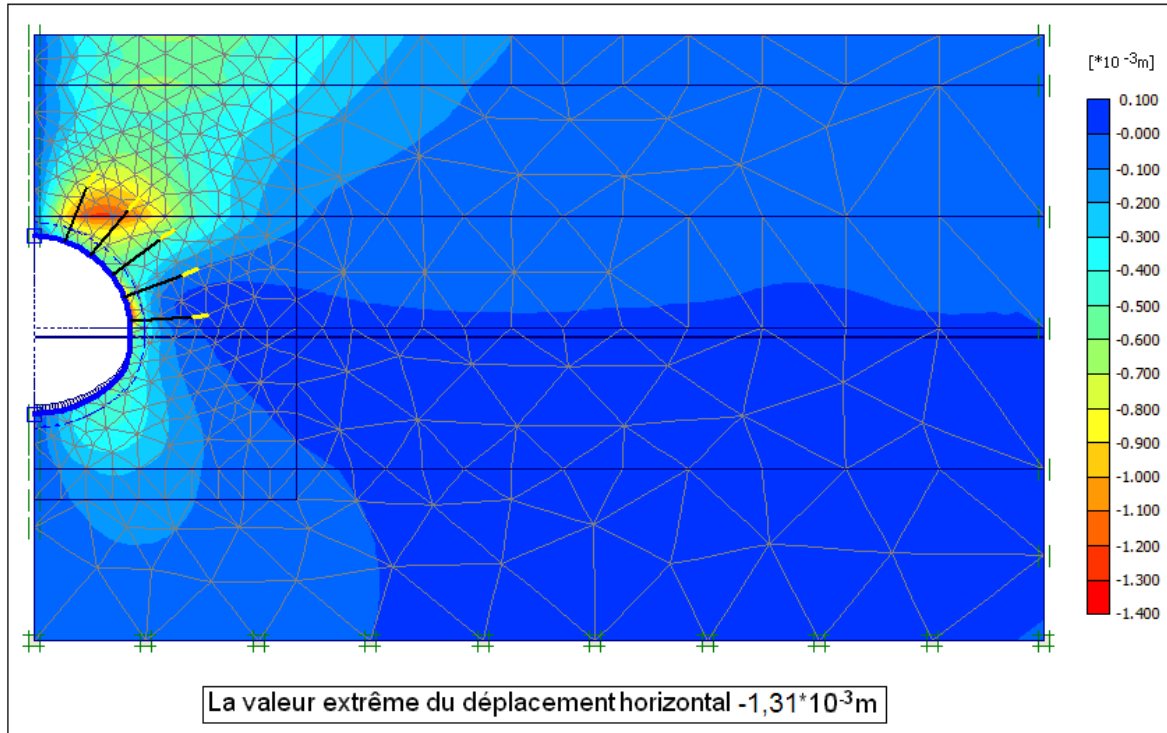


Figure.6.14. les déplacements horizontaux

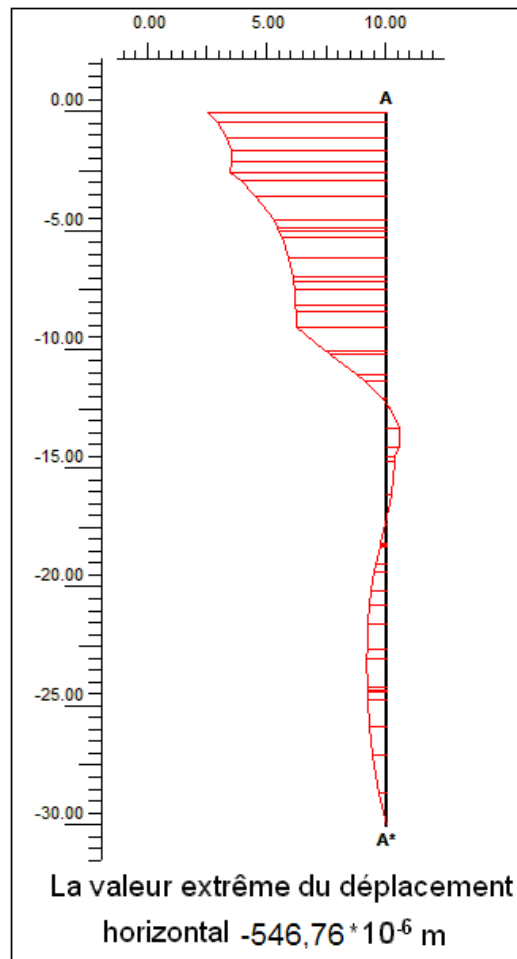


Figure.6.15. les déplacements horizontaux à 10 m du tunnel

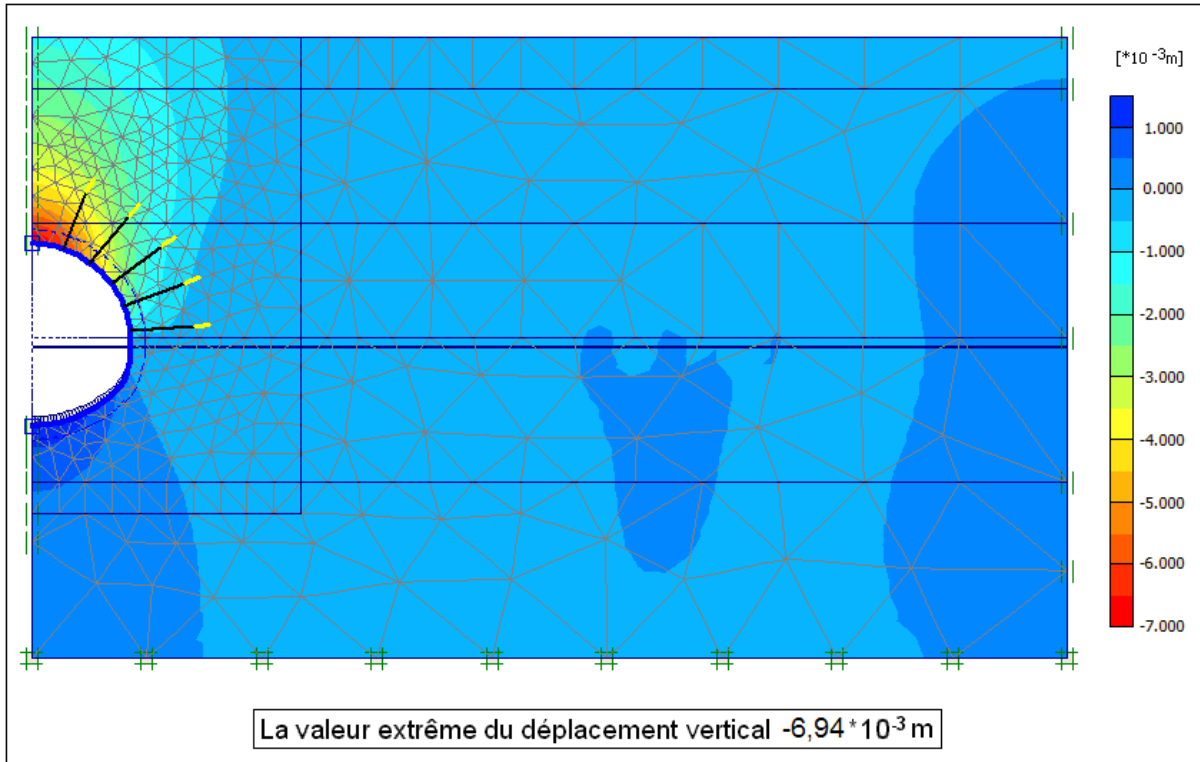


Figure.6.16. les déplacements verticaux

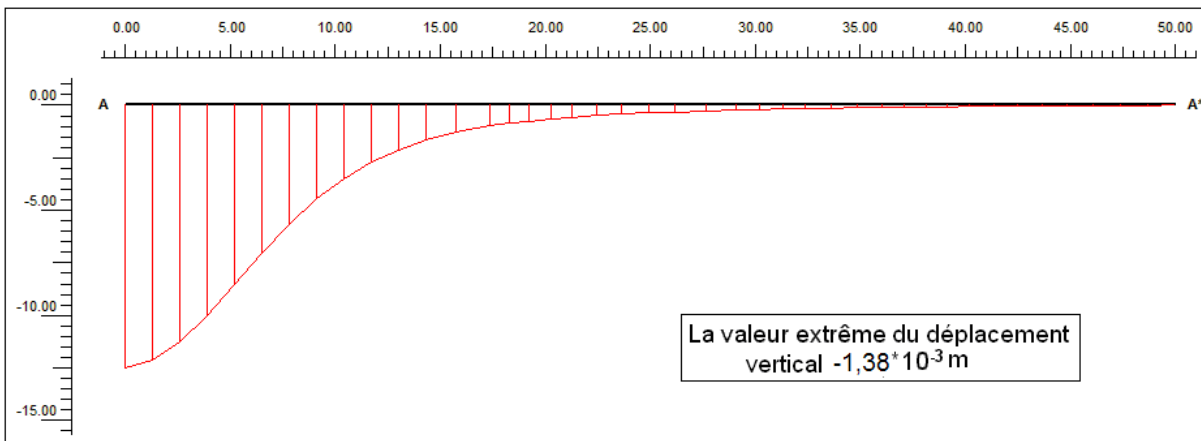


Figure.6.17. les déplacements verticaux en surface

Conclusion

En conclusion, on constate que l'ouvrage souterrain (le tunnel du métro) est très stable vu les valeurs très petites des déplacements causés par le creusement. Cette stabilité est due à :

- L'utilisation des boulons d'ancrage qui a amélioré la qualité mécanique du terrain environnant.
- L'application de la nouvelle méthode autrichienne qui se caractérise par l'adhésion parfaite du soutènement provisoire avec le terrain et la rapidité d'exécution qui minimise la perturbation du sol encaissant.
- L'installation d'un revêtement définitif qui assure l'étanchéité et augmente la stabilité.
- Les déplacements verticaux au niveau de la surface sont trop petits (valeur maximale est égale à 1,38 mm), ce qui pousse à croire que le soutènement appliqué est surestimé.

Comme en remarque aussi que les déplacements se concentrent le plus au niveau du terrain sus-jacent le tunnel se qui caractérise toujours les tunnel peu profond qui sont sollicité le plus au niveau de la voûte.

Le creusement d'une galerie nécessite généralement la mise en place d'un soutènement d'importance variable selon la nature du terrain, la dimension de l'excavation et la méthode utilisée.

Les méthodes courantes d'exécution conduisent à l'utilisation d'un soutènement métallique (boulons, cintres métalliques, voussoirs en fonte) ou en béton (béton projeté, prévoûte bétonnée avec ou sans incorporation de cintres, voussoirs en béton armé) et à son maintien en place lors du bétonnage du revêtement définitif éventuel. Dans ce chapitre on va essayer de mettre en lumière plusieurs paramètres influençant le dimensionnement des ouvrages souterrains et le choix d'un soutènement optimal et cela on gardant le maximum possible la même aire et profondeur.

Pour ce but on va considérer le tassement de surface comme élément de comparaison.

Ces paramètres sont :

- La méthode de creusement.
- L'épaisseur du soutènement.
- Le type du béton utilisé.
- La forme adoptée.

Tableau.7.1. caractéristiques des soutènements proposés

		Voussoirs B35		Voussoirs B25		Rectangle B35 L = 10 m / H = 9 m
		e = 300 mm	e = 600 mm	e = 300 mm	e = 150 mm	
EA (kN/m)	Court terme	$1.51 \cdot 10^6$	$3.02 \cdot 10^6$	$0.63 \cdot 10^6$	$0.32 \cdot 10^6$	$2.74 \cdot 10^6$
	Long terme	$0.755 \cdot 10^6$	$1.51 \cdot 10^6$	$0.315 \cdot 10^6$	$0.16 \cdot 10^6$	$1.37 \cdot 10^6$
EI (kNm ² /m)	Court terme	$1.26 \cdot 10^3$	$2.52 \cdot 10^3$	$0.525 \cdot 10^3$	$0.26 \cdot 10^3$	$2.28 \cdot 10^3$
	Long terme	$0.63 \cdot 10^3$	$1.26 \cdot 10^3$	$0.262 \cdot 10^3$	$0.13 \cdot 10^3$	$1.14 \cdot 10^3$
Contraction (%)		0.564	0.46	0.608	0.667	

7.1. L'influence de l'épaisseur du soutènement

On va tout d'abord commencer avec un tunnel creusé par un tunnelier qui a une forme circulaire soutenu avec des voussoirs en béton B25 d'épaisseur variante 150 mm et 300 mm.

Pour le premier cas (e = 150 mm), le tunnel s'est détruit complètement et le soutènement n'a pas pu assurer la stabilité.

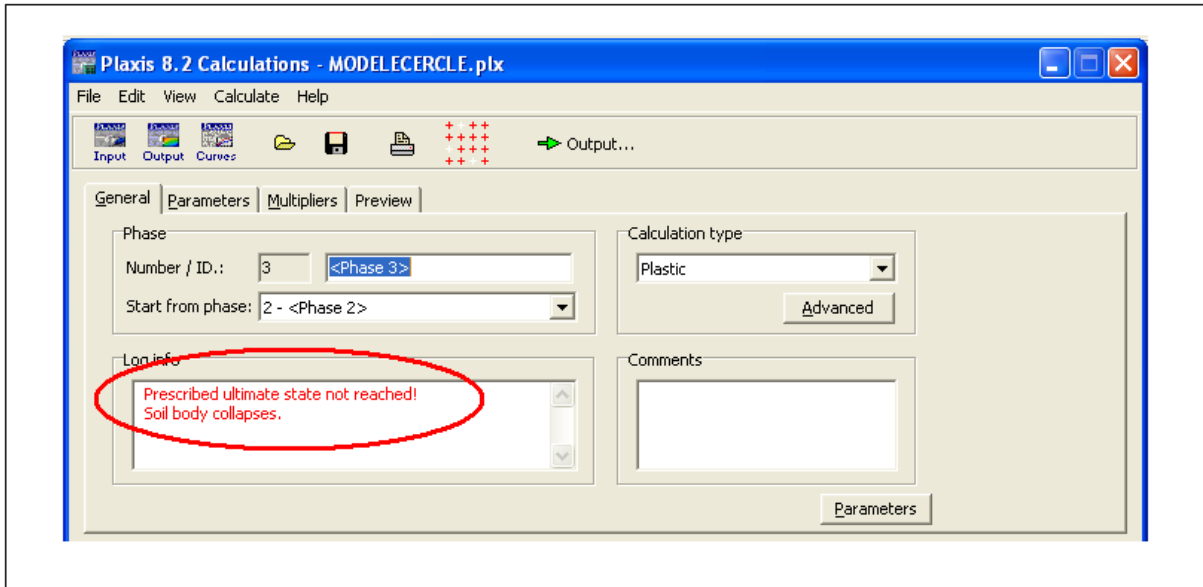


Figure.7.1. Effondrement du tunnel

Pour le deuxième cas ($e = 300 \text{ mm}$), le tunnel a bien tenu et accompagné des déplacements suivants :

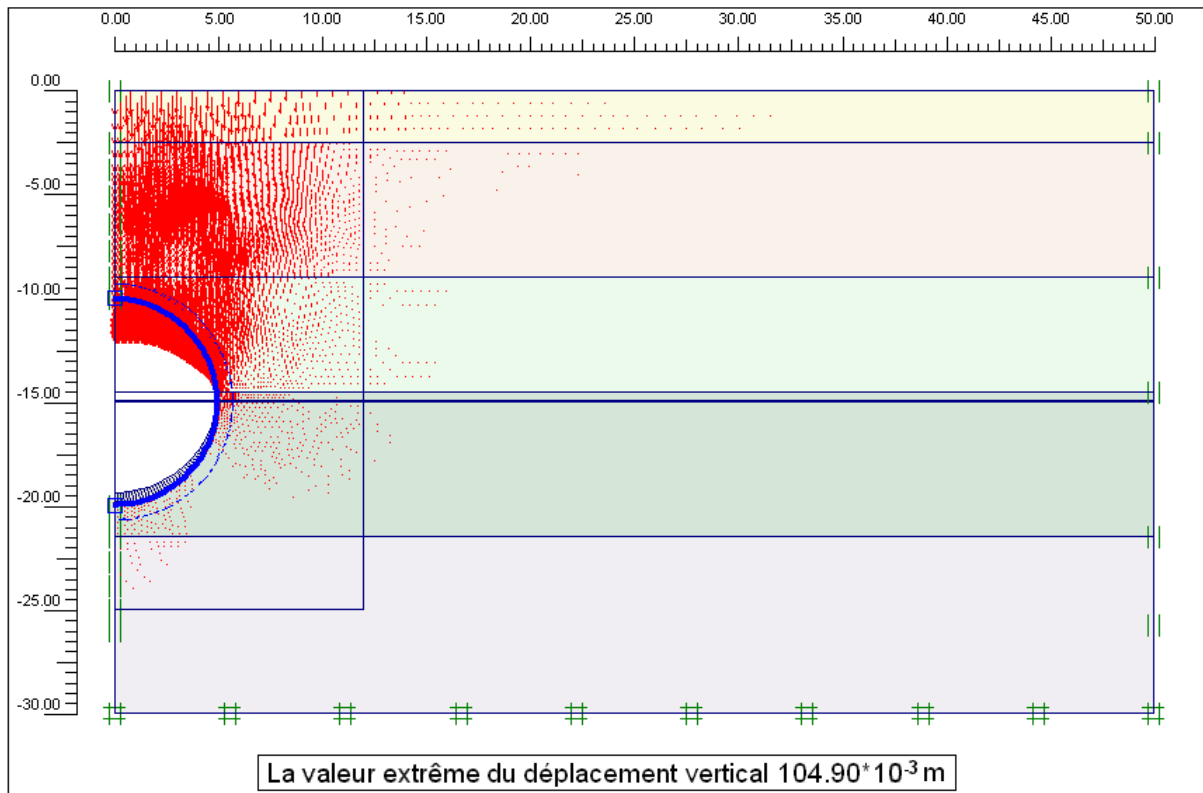


Figure.7.2. les déplacements verticaux (B25, $e = 300 \text{ mm}$)

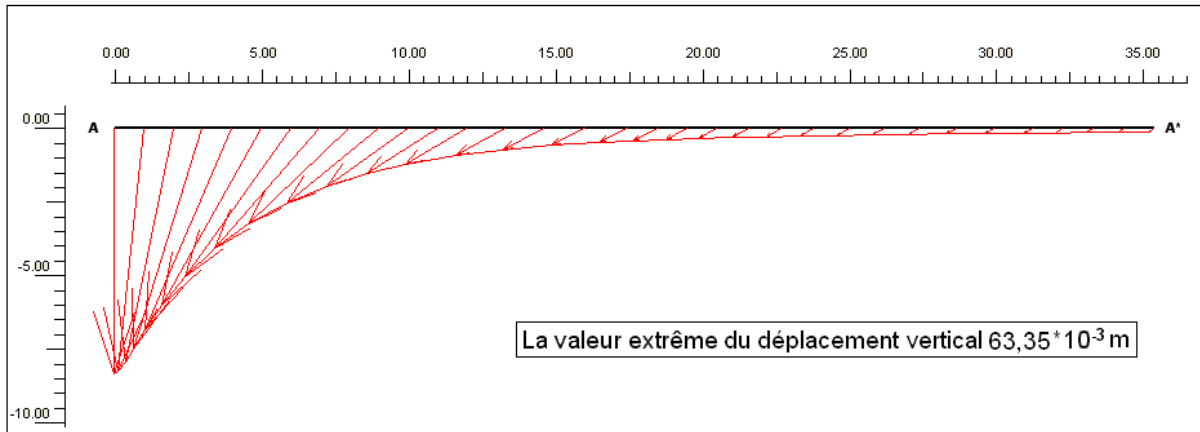


Figure.7.3. les déplacements verticaux en surface (B25, e = 300 mm)

7.2. L'influence du type du béton utilisé

Maintenant on va aborder un tunnel mené de voussoirs d'épaisseur 300 mm on utilisant les bétons B25 et B35.

Les résultats du B25 (300 mm) ont été présentés précédemment. Donc on va présenter les résultats du B35.

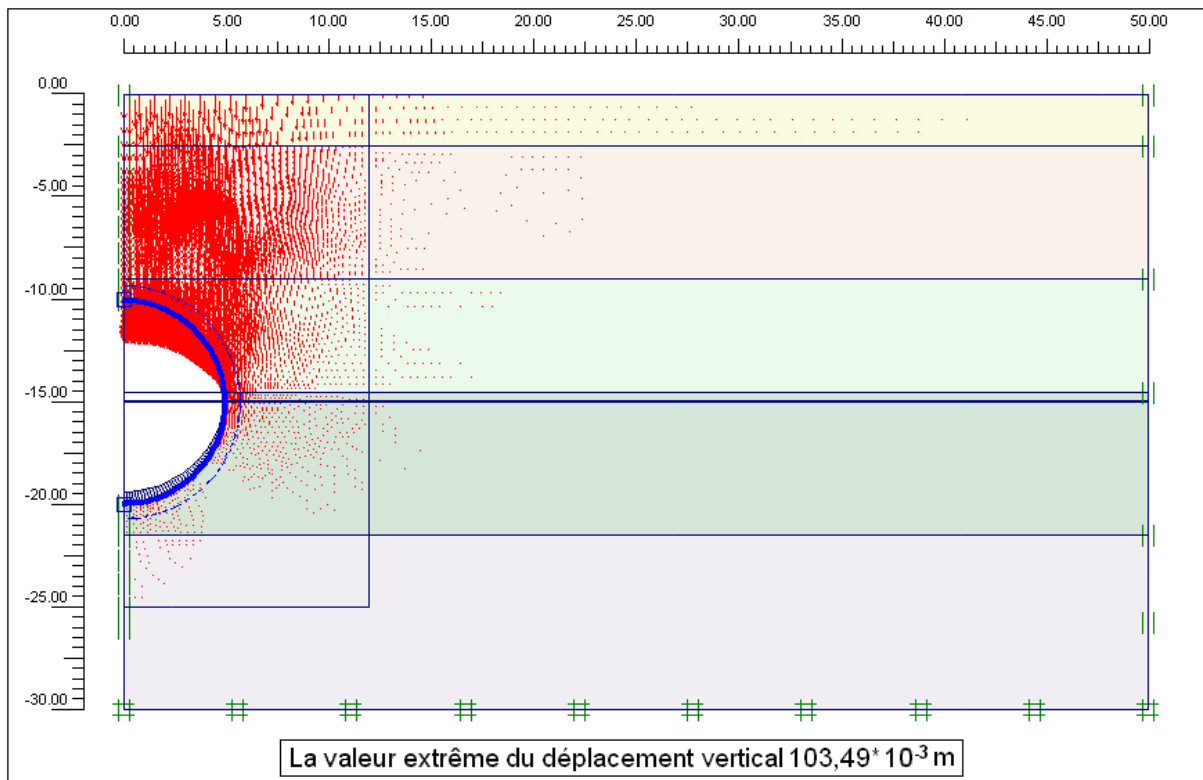


Figure.7.4. les déplacements verticaux (B35, e = 300 mm)

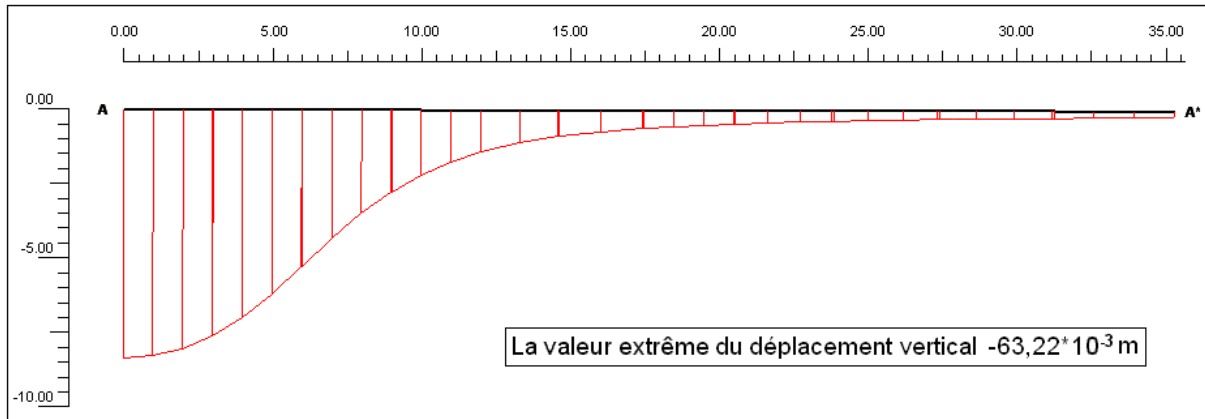


Figure.7.5. les déplacements verticaux en surface (B35, e = 300 mm)

▪ **Combinaison entre l'épaisseur et le type du béton**

Les résultats illustrés en ce qui suit présentent l'effet de l'augmentation de l'épaisseur de 100% (600 mm) pour le béton B35.

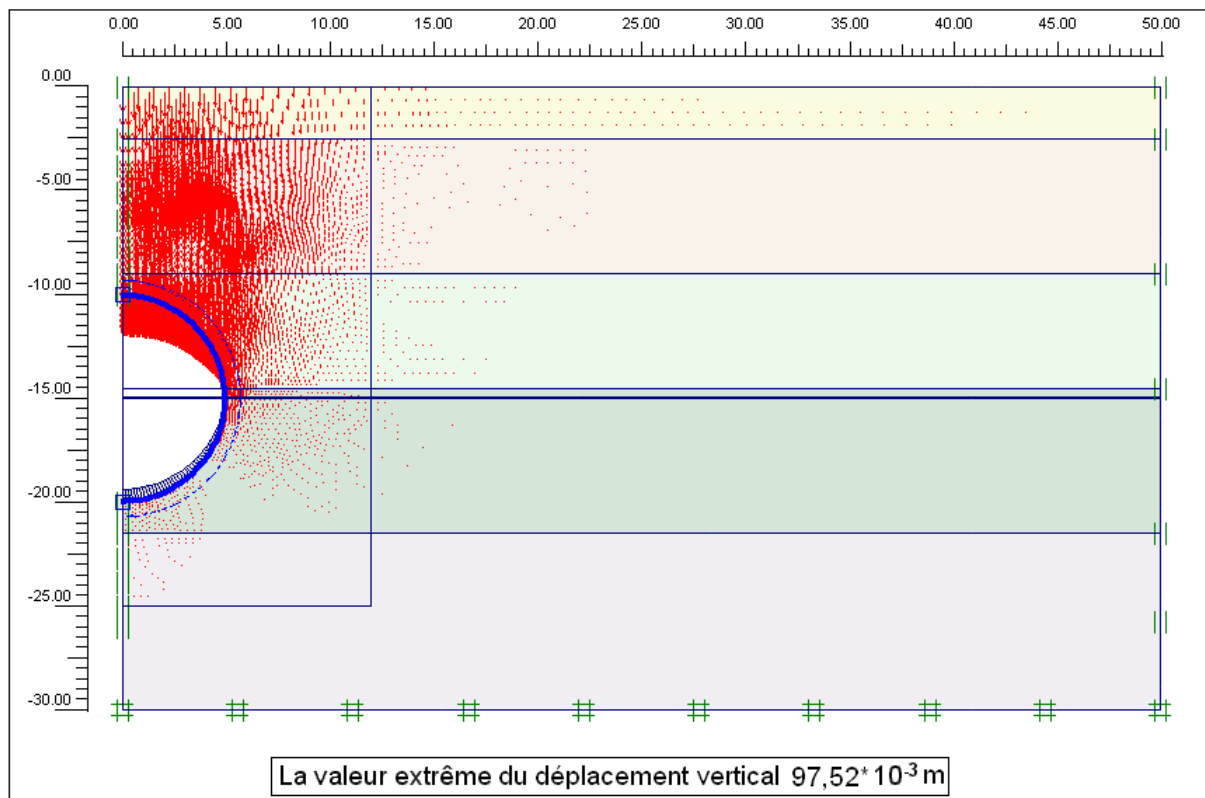


Figure.7.6. les déplacements verticaux (B35, e = 600 mm)

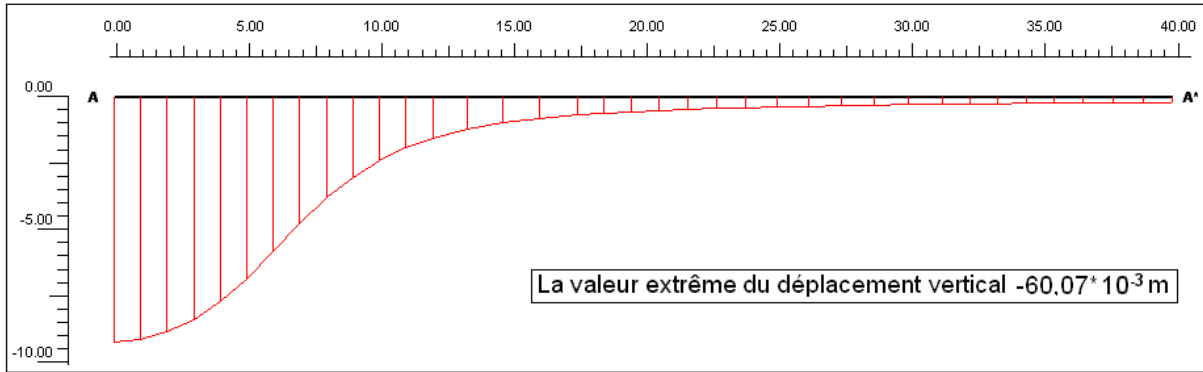


Figure.7.7. les déplacements verticaux en surface (B35, e = 600 mm)

7.3. L'influence de la forme

Ici on adopte la forme rectangulaire caractérisée par une longueur $L = 10$ m, une hauteur $H = 9$ m et une épaisseur du béton B35 $e = 600$ mm. Les résultats obtenus sont représentés ci-dessous :

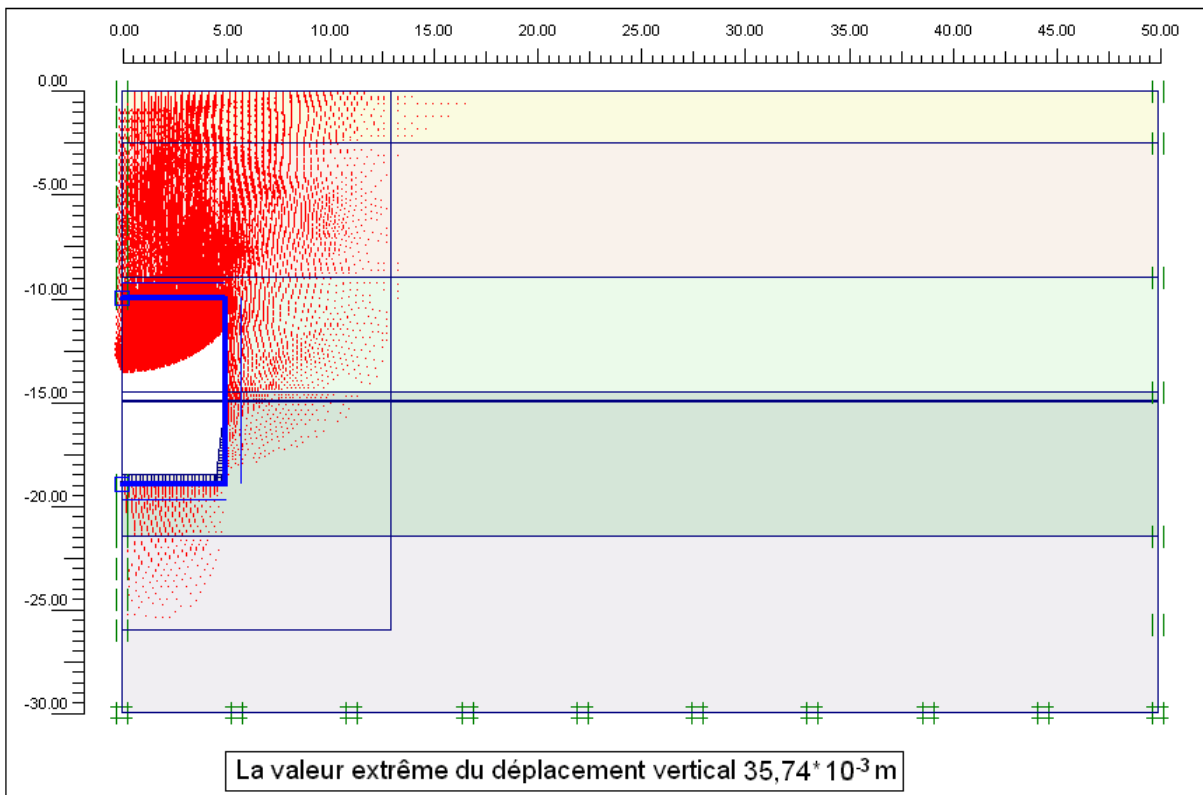


Figure.7.8. les déplacements verticaux

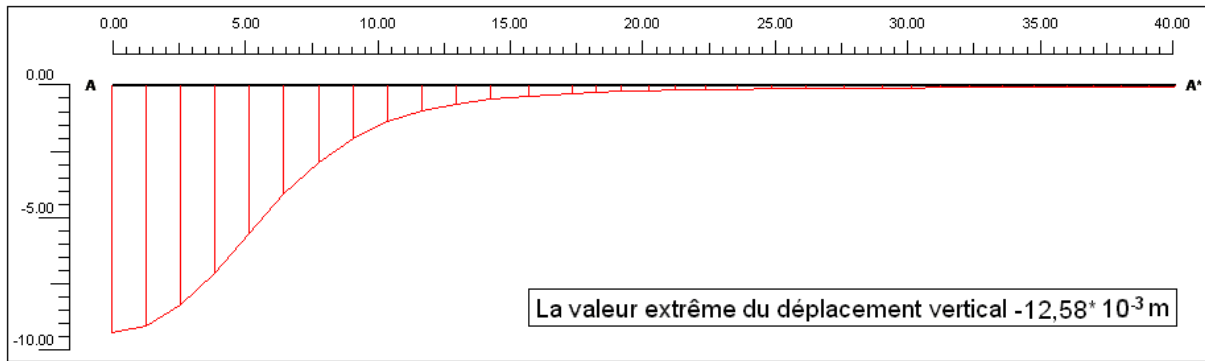


Figure.7.9. les déplacements verticaux en surface

Pour qu'une construction superficielle soit endommagée par le creusement d'un ouvrage souterrain, il faut qu'elle subisse un tassement différentiel de l'ordre de 1/500 (rapport de la longueur de la construction avec la valeur du tassement) [25].

Tableau.7.2. tableau récapitulatif des déplacements verticaux en surface

Type de soutènement		déplacements verticaux en surface (m)
Cas 1	Voussoir (B25, e = 300 mm)	$63,35 \cdot 10^{-3}$
Cas 2	Voussoir (B35, e = 300 mm)	$63,22 \cdot 10^{-3}$
Cas 3	Voussoir (B35, e = 600 mm)	$60,07 \cdot 10^{-3}$
Cas 4	Soutènement rectangulaire (B35, L = 10 m, H = 9 m, e = 600 mm)	$12,58 \cdot 10^{-3}$

Conclusion

D'après les résultats obtenus précédemment, on constate que la meilleure proposition été celle de la forme rectangulaire parce que :

- Pour le premier cas, on a un tassement qui dépasse les 6.3 cm qui, pour une construction superficielle de 10 m de longueur, donne un rapport égale à 1/159 qui correspond à une valeur inadmissible, dont la distorsion qu'il cause est classée comme appréciable (annexe 4).
- Pour le deuxième cas, on a un tassement qui dépasse aussi les 6.3 cm qui, pour une construction superficielle de 10 m de longueur, donne un rapport égale à 1/158 qui correspond à une valeur inadmissible, dont la distorsion qu'il cause est classée comme appréciable (annexe 4).
- Pour le troisième cas, on a un tassement qui est égal à 6 cm qui, pour une construction superficielle de 10 m de longueur, donne un rapport égale à 1/167 qui correspond à une valeur inadmissible, dont la distorsion qu'il cause est classée comme faible (annexe 4).
- Pour le quatrième cas, on a un tassement égal à 1.25 cm qui, pour une construction superficielle de 10 m de longueur, donne un rapport égale à 1/800 qui correspond à une valeur admissible, dont la distorsion qu'il cause est classée comme très faible (annexe 4).

La principale explication logique que le quatrième cas a donné le tassement minimal c'est que, pour les tunnels peu profonds, les déplacements maximaux du terrain se produisent au niveau du terrain sus-jacent la voûte et si celle-là est de forme circulaire alors elle procure une surface de glissement idéale aux grains de sols; par contre la forme rectangulaire constitue un support pour les couches de sols sus-jacentes. Donc le soutènement rectangulaire semble le plus approprié au métro lorsque sa demi section supérieure est située dans le quaternaire ou le molasse, mais par cause de la difficulté de son exécution (par la nouvelle méthode autrichienne : emplacement d'un soutènement provisoire puis un revêtement définitif pour éviter de perturber le terrain le maximum possible), alors le soutènement par voussoirs de 600 mm d'épaisseur parait le soutènement optimal pour le tunnel du métro qui, du point de vu économique, nous procure un gain en matériaux (béton, armature, boulons) par rapport au soutènement placé, et du point de vu endommagement, cause une faible distorsion des structures superficielles.

On constate aussi, que l'augmentation de l'épaisseur et la qualité du matériau constituant le soutènement, influe positivement sur la stabilité.

- La méthode des éléments finis peut être utilisée pour l'analyse de distribution des contraintes et des déplacements comme pour l'analyse du comportement du soutènement. Elle peut aussi s'adapter à n'importe quelle forme géométrique des ouvrages et elle donne de merveilleux résultats avec la mécanique des milieux continus et ses applications (comme la mécanique des sols), elle est valable pour l'analyse d'une construction réalisée en plusieurs étapes et aussi elle peut prendre en compte l'hétérogénéité du milieu. Tous ces avantages la rendent parfaitement adéquate pour être utilisée au dimensionnement des ouvrages souterrains.

- En ce qui concerne le site étudié (le site du métro d'Alger), on remarque: la présence des crevasses érosives remplies au sein du quaternaire qui pourraient se montrer problématiques du point de vue de travaux du creusement et les conglomérats dotés d'une perméabilité élevée qui causeront sûrement des difficultés pendant la période de construction. Le manque total de cohésion qui caractérise une grande partie des sables de la Molasse engendre un risque potentiel d'effondrement durant les travaux et cela a été confirmé par l'équipe de L.N.H.C. qui a constaté des éboulements au niveau de ces formations sableuses. La compacité des marnes et leur très faible perméabilité font d'elles un encaissant idéal pour notre ouvrage. Le terrain de la section 5 est constitué essentiellement de sols compacts.

- Dans le cas d'un calcul 2D, il est nécessaire d'utiliser le taux de déconfinement, issu de la méthode convergence - confinement (ou d'autres méthodes similaires) pour tenter de simuler l'effet tridimensionnel. L'application de cette méthode à notre site a fourni les résultats suivants ($\lambda_{s0}=0.6571$ et $\lambda_s = 0.7123$) qui seront introduits plus tard comme données pour la modélisation par la méthode des éléments finis.

- Le code de calcul Plaxis s'est montré très bénéfique pour la modélisation et l'analyse du comportement des ouvrages souterrains parce qu'il constitue un outil performant et bien adapté pour prendre en compte tout le processus de creusement et de soutènement. En plus, le terrain peut être finement modélisé vu la présence d'un choix très large de lois de comportement.

Après la modélisation du tunnel par Plaxis, il s'est avéré très stable vu les valeurs très petites des déplacements causés par le creusement. Cette stabilité est due à :

- L'utilisation des boulons d'ancrages qui a amélioré la qualité mécanique du terrain environnant.
- L'application de la nouvelle méthode autrichienne qui se caractérise par l'adhésion parfaite du soutènement provisoire avec le terrain et la rapidité d'exécution qui minimise la perturbation du sol encaissant.
- L'installation d'un revêtement définitif qui assure l'étanchéité et augmente la stabilité.
- Les déplacements verticaux au niveau de la surface sont trop petits (valeur maximale est égale à 0,34 mm), ce qui pousse à croire que le soutènement appliqué est surestimé.

D'après les résultats obtenus par l'étude paramétrique, on constate que la meilleure proposition est celle de la forme rectangulaire parce que :

- Pour le premier cas, on a un tassement qui dépasse les 6.3 cm qui, pour une construction superficielle de 10 m de longueur, donne un rapport égale à 1/159 qui correspond à une valeur inadmissible, dont la distorsion qu'il cause est classée comme appréciable.
- Pour le deuxième cas, on a un tassement qui dépasse aussi les 6.3 cm qui, pour une construction superficielle de 10 m de longueur, donne un rapport égale à 1/158 qui correspond à une valeur inadmissible, dont la distorsion qu'il cause est classée comme appréciable.
- Pour le troisième cas, on a un tassement qui est égal à 6 cm qui, pour une construction superficielle de 10 m de longueur, donne un rapport égale à 1/167 qui correspond à une valeur inadmissible, dont la distorsion qu'il cause est classée comme faible.
- Pour le quatrième cas, on a un tassement égal à 1.25 cm qui, pour une construction superficielle de 10 m de longueur, donne un rapport égale à 1/800 qui correspond à une valeur admissible, dont la distorsion qu'il cause est classée comme très faible.

La principale explication logique que le quatrième cas a donné le tassement minimal c'est que, pour les tunnels peu profonds, les déplacements maximaux du terrain se produisent au niveau de la voûte et si celle-là est de forme circulaire alors elle procure une surface de glissement idéale aux grains de sols; par contre la forme rectangulaire constitue un support pour les couches de sols sus-jacentes. Donc le soutènement rectangulaire semble le plus approprié au métro.

Mais par cause de la difficulté de l'exécution du soutènement rectangulaire, le soutènement par voussoirs de 600 mm d'épaisseur parait le soutènement optimal pour le tunnel du métro qui, du point de vu économique, nous procure un gain en matériaux (béton, armature, boulons) par rapport au soutènement placé, et du point de vu endommagement, cause une faible distorsion des structures superficielles.

On constate aussi, que l'augmentation de l'épaisseur et la qualité du matériau constituant le soutènement, influe positivement sur la stabilité.

La réalisation de ce travail mène aux perspectives suivantes :

- La modélisation du problème avec un modèle 3D sera plus performante et proche de la réalité.
- Le développement d'un code de calcul qui rassemble la méthode convergence – confinement et la méthode des éléments finis semble plus bénéfique et remplit un manque considérable existant dans les codes actuels, parce que Plaxis est mieux adapté à l'analyse qu'au dimensionnement.
- L'auscultation pendant et après les travaux s'impose fortement pour faciliter la validation et augmenter la performance du modèle numérique.
- L'étude paramétrique pourra être plus développée (la prise en compte de paramètres supplémentaires et de leur combinaison) dans le but de mieux dimensionner l'ouvrage.

- [1]: H.N.SENEVIRATNE, M.J.GUNN. Predicted and observed time-dependent deformations around shallow model tunnels in soft clay. Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya. April 1-5th, 1985.
- [2]: X.BOUS, A.QUINTERO. Etude du tunnel Est de l'A86. ISA 4 2005. http://web.univ-pau.fr/~clb/rdm/isa4/Projets_2005/Bous_Quintero/rapport.pdf
- [3]: I.SHAHROUR, S.GHORBANBEIGI. Analyse tridimensionnelle du comportement des tunnels dans des terrains meubles. Revue française de géotechnique N° 76, 3^{ème} trimestre 1996.
- [4]: F.FREY, B.REBORA, J.-L. SARF. Pourquoi calculer avec précision la ruine par instabilité du blindage en acier des galeries d'amenée d'eau ?. Ecole Polytechnique Fédérale (EPF), Lausanne, Suisse. www.infotheque.info/ressource/
- [5]: F.BULTEL et al. Mise au point d'une méthode de calcul de revêtements de tunnels en terrain gonflant. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. www.infotheque.info/ressource/
- [6]: G.PEDROZZI. Etude du comportement d'un tunnel avec un programme à éléments finis (MEF). Studio di Geologia ing. Pedrozzi & Associati SA, Pregassona - Lugano, Suisse. www.infotheque.info/ressource/
- [7]: Ph.RAMONDENC et al. Nouvelles technologies de géométrie. SNCF, Département des Ouvrages d'Art du Patrimoine, France. www.infotheque.info/ressource/
- [8]: J.HERBSCHLEB, T.C.BORST. L'application de modèles dans la conception d'un métro et de stations souterraines à Amsterdam. De Weger, Architects & Engineers, Rotterdam, the Netherlands. www.infotheque.info/ressource/
- [9]: N.DOLZHENKO. Etude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel (développement d'une loi de comportement spécifique). Thèse de doctorat. INSA Lyon. 2002.
- [10]: F.MARTIN. Travaux souterrains " Conception et réalisation des travaux en souterrains". Ecole Normale Supérieure de Cachan. janvier 2006.
- [11]: P.GESTA. Travaux souterrains. Techniques de l'ingénieur. Dossier C5565. 11/1994.
- [12]: www.vab.sandvik.com
- [13]: Court Tunnel de Moutier. Office des ponts et chaussées du canton de Berne Routes nationales A16 Roches. www.a16.ch/info/050404_tunnel_moutier.htm
- [14]: <http://www.munichre.com>
- [15]: A.BOUVARD et al. Ouvrages souterrains. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées. 1988.

[16]: <http://www.solem.ch/Tunnel/>.

[17]: J-F.SERRATRICE, J-P.MAGNAN. Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées - 237 - MARS-AVRIL 2002.

[18]: E.Hoek. Practical Rock Engineering, chapitre 10. <http://www.rocsience.com>, 2000.

[19]: F.MARTIN, A.SAÏTTA. Mécanique des Roches et Travaux Souterrains. Centre d'Études des Tunnels. Janvier 2006

[20]: P.RAPIN. Méthode des éléments finis. Techniques de l'ingénieur. Dossier A656_2_1993. 02/1993.

[21]: Geotechnical analysis by the finite element method. Departement of the U.S. Army, corps of engineers Washington, DC 20314-1000. Technical Letter No. 1110-2-544. July 31th, 1995.

[22]: K. SZECHY. The art of tunneling. Second English edition .AKADEMIAI KIADO . BUDAPEST, Hungary. 1973.

[23]: M.Panet. Calcul des tunnels par la méthode convergence - confinement. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.1995.

[24]: P.MESTAT. Application de la base de données MOMIS à la validation du calcul des ouvrages souterrains. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées - 236 – JANVIER-FEVRIER 2002.

[25]: j.Töyrä. Stability of Shallow Seated Constructions in Hard Rock – A Pilot Study. Technical report. Luleå university of technology. 2004.

Annexe 1

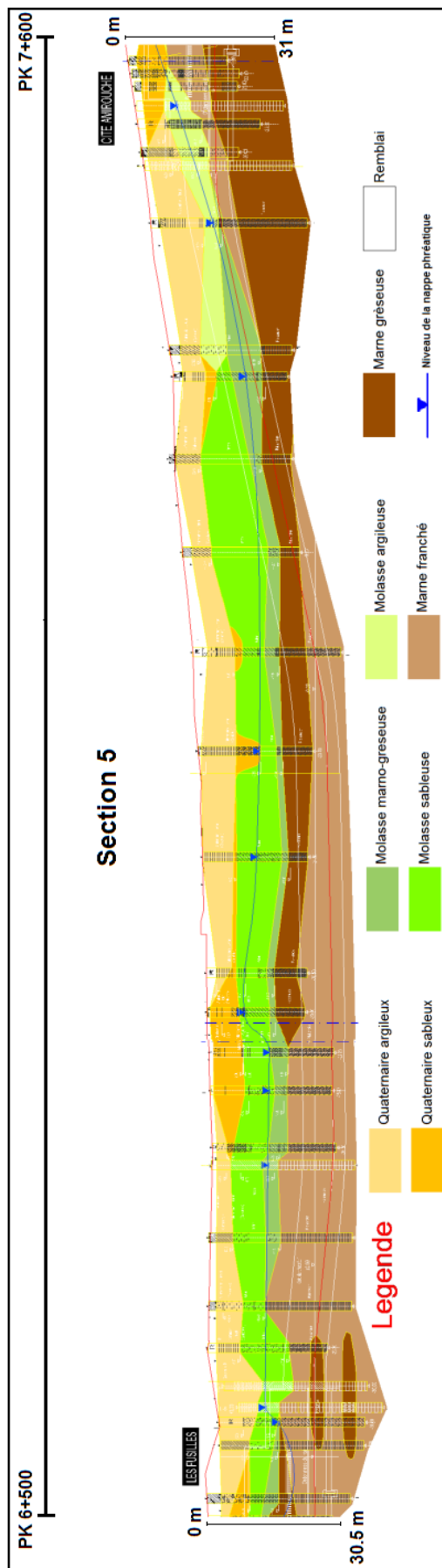


Schéma représentant la coupe longitudinale de la section 5

Annexe II

Tableau.II.1. Description des roches et sols suivant la résistance à la compression

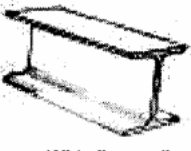
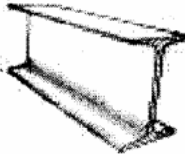


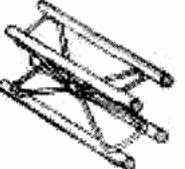
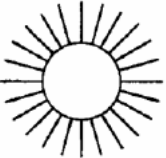
Rock/soil description	UCS (MPa)	Field properties
Very strong rock	> 100	firm hammering to break
Strong rock	50 - 100	break by hammer in hand
Moderately strong rock	12.5 - 50	dent with hammer pick
Moderately weak rock	5.0 - 12.5	cannot cut by hand
Weak rock	1.5 - 5.0	crumbles under pick blows
Very weak rock	0.6 - 1.5	break by hand
Very stiff soil	0.3 - 0.6	indent by fingernail
Stiff soil	0.15 - 0.3	cannot mould in fingers
Firm soil	0.08 - 0.15	mould by fingers
Soft soil	0.04 - 0.08	mould easily in fingers
Very soft soil	< 0.04	exudes between fingers


Unconfined Compressive Strength (UCS)

Tableau.II.2. Description de la densité des terrains

Description	Density (g/cm ³)
Very dense	Over 3.0
Dense	2.8 to 3.0
Moderately dense	2.6 to 2.8
Low density	2.4 to 2.6
Very low density	Below 2.4

Annexe III

Support type	Flange width - mm	Section depth - mm	Weight - kg/m	Curve number	Maximum support pressure $p_{i\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter D (metres) and a set spacing of s (metres)
 Wide flange rib	305	305	97	1	$p_{i\max} = 19.9D^{-1.23}/s$
	203	203	67	2	$p_{i\max} = 13.2D^{-1.3}/s$
	150	150	32	3	$p_{i\max} = 7.0D^{-1.4}/s$
 I section rib	203	254	82	4	$p_{i\max} = 17.6D^{-1.29}/s$
	152	203	52	5	$p_{i\max} = 11.1D^{-1.33}/s$
 TH section rib	171	138	38	6	$p_{i\max} = 15.5D^{-1.24}/s$
	124	108	21	7	$p_{i\max} = 8.8D^{-1.27}/s$
 3 bar lattice girder	220	190	19	8	$p_{i\max} = 8.6D^{-1.03}/s$
	140	130	18		
 4 bar lattice girder	220	280	29	9	$p_{i\max} = 18.3D^{-1.02}/s$
	140	200	26		
 Rockbolts or cables spaced on a grid of $s \times s$ metres	34 mm rockbolt			10	$p_{i\max} = 0.354/s^2$
	25 mm rockbolt			11	$p_{i\max} = 0.267/s^2$
	19 mm rockbolt			12	$p_{i\max} = 0.184/s^2$
	17 mm rockbolt			13	$p_{i\max} = 0.10/s^2$
	SS39 Split set			14	$p_{i\max} = 0.05/s^2$
	EXX Swellex			15	$p_{i\max} = 0.11/s^2$
	20mm rebar			16	$p_{i\max} = 0.17/s^2$
	22mm fibreglass			17	$p_{i\max} = 0.26/s^2$
	Plain cable			18	$p_{i\max} = 0.15/s^2$
Birdcage cable			19	$p_{i\max} = 0.30/s^2$	

Support type	Thickness - mm	Age - days	UCS - MPa	Curve number	Maximum support pressure $p_{i\max}$ (MPa) for a tunnel of diameter D (metres)
 Concrete or shotcrete lining	1m	28	35	20	$p_{i\max} = 57.8D^{-0.92}$
	300	28	35	21	$p_{i\max} = 19.1D^{-0.92}$
	150	28	35	22	$p_{i\max} = 10.6D^{-0.97}$
	100	28	35	23	$p_{i\max} = 7.3D^{-0.98}$
	50	28	35	24	$p_{i\max} = 3.8D^{-0.99}$
	50	3	11	25	$p_{i\max} = 1.1D^{-0.97}$
	50	0.5	6	26	$p_{i\max} = 0.6D^{-1.0}$

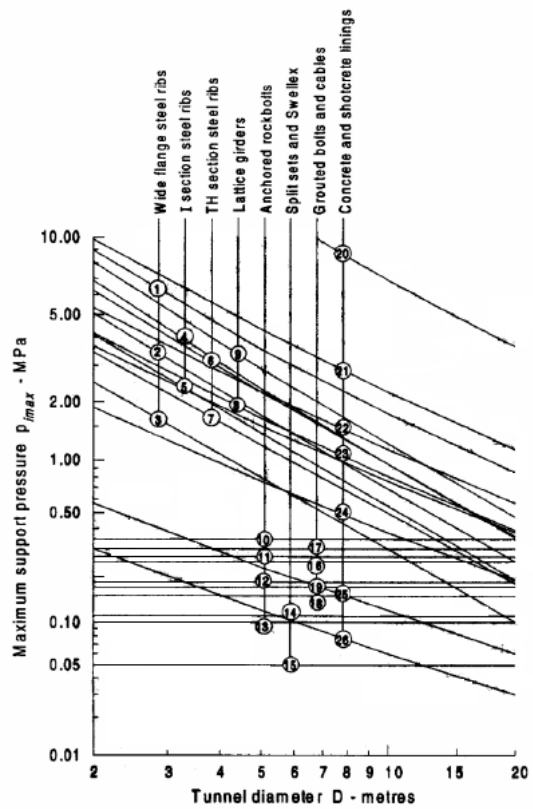


Tableau.III.1. Capacité maximale approximative des différents systèmes de soutènement installés dans les tunnels circulaires (Hoek, 1998)

Annexe IV

Mining Subsidence	
STRUCTURAL DAMAGE RELATED TO STRAIN	
Damage relates to both ground strain and structural size. Potential distortion = strain × structural strength	
Class of damage and distortion	Typical features of damage
Very slight < 30 mm	Barely noticeable hair cracks in plaster
Slight 30–60 mm	Slight internal fractures, doors and windows may stick
Appreciable 60–125 mm	Slight external fractures, service pipes may fracture
Severe 125–200 mm	Floors slope and walls lean, doors frames distorted
Very severe > 200 mm	Severe floor slopes and wall bulges, floor and roof beams lose bearing, needs partial or complete rebuilding

Tableau.IV.1. Détérioration des structures liée à la déformation du terrain

Tassements admissibles et précautions à adopter

Les tassements uniformes ne sont pas en général préjudiciables. Par contre, les tassements différentiels peuvent provoquer des désordres graves : dislocation de maçonnerie, fissures dans les bétons, rotation d'ensemble... etc. Les tassements uniformes ou absolus sont considérés admissibles lorsqu'ils peuvent être absorbés sans inconvénient par la structure. Ceci peut être réalisé par des constructions très souples ou des constructions très rigides. Pour les constructions courantes, on limite les tassements différentiels S_d aux valeurs suivantes :

$$S_d \leq \begin{cases} \frac{L}{600} & \text{pour la maçonnerie (plus adaptable que le béton armé)} \\ \frac{L}{1000} & \text{pour les structures en béton armé} \end{cases}$$

L : distance entre deux colonnes adjacentes ou deux points quelconques qui tassent différemment. Les valeurs les plus élevées dans le tableau suivant correspondent aux tassements réguliers et aux structures les plus "tolérantes". Les plus faibles valeurs sont valables pour des tassements irréguliers et des structures fragiles.

De point de vue réglementaire, il existe des normes précisant les valeurs limites des tassements :

Type de mouvement	Facteur limitant	Tassement maximum
Tassement total	Dispositif drainant	15 - 30 cm
	Accès	30 - 60 cm
	Probabilité de tassement non uniforme :	
	Ouvrage en maçonnerie	2,5 - 5 cm
	Charpentes	5 - 10 cm
	Cheminées, silos, radiers	7,5 - 30 cm
Inclinaison	Stabilité au renversement	dépend de la largeur et de la hauteur
	Inclinaison des cheminées et des tours	0,004 L
	Engins roulants	0,01 L
	Stockage de denrée	0,01 L
	Métiers à tisser	0,003 L
	Turbo générateur	0,0002 L
	Rails de grues	0,003 L
	Aire de drainage	0,01L - 0,02 L
Mouvement différentiel	Murs de briques hauts et continus	0,0005 - 0,001 L
	Usine en brique à 1 étage, fissuration des murs	0,001 - 0,002 L
	Fissuration des murs en plâtre	0,001 L
	Immeuble ne béton armé	0,0025 - 0,004 L
	Immeuble ne béton armé avec des murs rideaux	0,003 L
	Charpentes métalliques continues	0,002 L
	Charpentes métalliques simples	0,005 L

Tableau.IV.2. Tassements admissibles (d'après Sowers cité par Lambe)