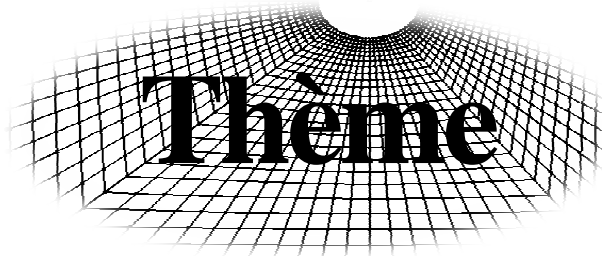


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



Département de Génie Civil

En Vu De L'obtention Du Diplôme d'Ingénieur d'Etat En Génie Civil



**Modélisation par Eléments Finis Q4 d'une
Section Transversale Complète de Tunnels
Creusés dans des Massifs Multi-Couches**

Proposé et dirigé par:

M^r. M. DEMIDEM

Etudié par:

TCHATCHI Belkacem
KADEM Ahmed

Promotion Juin 2010

Ecole Nationale Polytechnique 10 Avenue Hassen Badi,
BP 182, 16200 El-Harrach Alger

الخلاصة :

الهدف من عملنا هذا هو إنشاء نموذج لمقطع عرضي لأنفاق حفرت في أراضيات متحدة الطبقات باسئمال طريقة العناصر المحدودة ذات أربع عقد Q4، لهذا الغرض اسئعملنا البرامج التالية : (LoadHSS، TunQ4، LoadHDS) قصد حساب التحركات و الاجهادات، تم درسنا تقاربيها، لنقوم بعدها بمقارنة بين النموذج الدائري والمستطيل وهذا حسب قيم RGS. وكانت الدراسة الثانية موضوع مقترح لدراسة توحيد كتلة غير متجانسة (تطبيق نفق ليون). وقد تم دراسة نفق مدعوم بأوتاد كبيرة مع وجود المياه الجوفية، وفي الأخير قمنا بدراسة نفق حي البدر.

الكلمات المفتاحية : نفق، العنصر المحدود، النموذج، مقطع عرضي كامل

Résumé:

L'objectif de notre travail est la modélisation par éléments finis Q4 d'une section transversale complète de tunnels creusés dans des massifs multicouche, à cet effet nous avons utilisé des programmes (TunQ4, loadHSD, LoadHSS) pour le calcul des déplacements et des contraintes. Nous avons examiné la convergence des déplacements et des contraintes, la comparaison entre le modèle circulaire et rectangulaire est faite pour des valeurs de R.G.S différentes. La deuxième étude a fait l'objet d'une proposition d'homogénéisation des massifs hétérogènes (application au tunnel du Lyon), l'étude du tunnel avec nappe phréatique soutenu par boulonnage a été réalisé, enfin nous avons étudié le tunnel hai el Badr.

Mots clés : Tunnel, Élément Fini, Modèle. Section transversal complete

Abstract:

The aim of our work is the Q4 finite element model of cross section complete tunnels in massive multi-layer, for this purpose we used programs (TunQ4, loadHSD, LoadHSS) for calculating the displacement and stress. We examined the convergence of displacements and stresses, the comparison between the circular and rectangular model is made for values of RGS variants. The second study was the subject of a proposal for standardization of heterogeneous mass (application Tunnel Lyon), the study of the tunnel with water table supported by bolting has been done, and finally we have studied the tunnel hai El Badr.

Keywords: Tunnel, finite element model. Complete transverse section

remerciements

Nous remercions tout d'abord le Dieu pour nous avoir donné la force, la santé, et la patience pour arriver là où nous sommes.

Nous tenons à remercier notre promoteur Monsieur M. Demidem qui nous a proposé le thème de notre projet de fin d'études, de nous avoir éclairé notre chemin, et a mis à notre disposition ses compétences et ses conseils constructifs afin de mener ce projet à bon terme.

Nous remercions les membres de jury qui ont accepté d'examiner ce travail.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de l'ENP, particulièrement les enseignants du département de Génie civil.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicace

A ma mère, qui est tout pour moi et sans elle je ne suis rien.

A mon père qui est mon modèle.

A mes chers frères, sœurs et leurs enfants, qui ont complété ma vie.

A mes belles sœurs et leurs enfants qui ont complété la joie de la famille.

A mes amies Sara, Khadîdja et Taoues que Dieu vous donne tous ce que vous souhaitez dans la vie.

A mon ami Kadem Ahmed qui est plus qu'un frère pour moi, merci d'exister.

A mes amis Djamel BEN ABOU et son binôme Amar AMOURA, qui ont toujours été là pour moi.

A tous mes amis de l'ENP et RUBA.

A ma mère, mon enseignante M^{me} BAOUCHE, merci pour votre expérience et le savoir que vous m'avez transmis.

A tous mes professeurs, qui ont contribué à ma formation

A toute personne qui va lire cette thèse.

Je dédie ce modeste ouvrage.

TCHATCHI Belkacem

إهداء

أهدي هذا العمل المتواضع ؛

- إلى أمي الغالية (جدتي) التي كانت إلى جانبي دوما "رحمها الله وأسكنها فسيح الجنان" والفضل يعود لها في بلوغ هذه الغاية ولا أنسى جدي رحمه الله الذي يبقى خير دليل في حياتي.
- إلى أبي و أمي و كل عائلة الحاج محمد قادم دون استثناء وإلى كل الأقارب و الأحاب.
- إلى كل أستاذ علمني حرفا أو لقتني درسا خلال مشواري الدراسي.
- إلى زملائي، رفقاء الدرب في الجامعة الذين لم يبخلوا يوما علي بالنصيحة أو صنع الفرجة.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail ;

À ma grand-mère

À mes chers parents

À toutes ma famille

À tous mes enseignants durant mon étude

À tous mes amis, sans exception

À mon frère belkacem tchatchi

Ahmed KADEM

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : LES RECONNAISSANCES	
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES	2
I.2.1. Principe.....	2
I.2.2.Sondage	2
I.3. RECONNAISSANCES HYDROGEOLOGIQUES	3
I.3.1. Objectifs	3
I.3.2. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques.....	3
I.3.2.1. Levé hydrogéologique de surface	3
I.3.2.2. Sondages	3
I.4. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES	4
I.4.1. Objectifs	4
I.4.2. Moyens de reconnaissances géotechniques.....	4
I.4.2.1. Inventaires des données existantes	4
I.4.2.2. Sondages	4
I.4.2.3. Galerie de reconnaissance.....	5
CHAPITRE II : METHODES ET TECHNIQUES DE CREUSEMENT	
II.1. INTRODUCTION	6
II.2. PROCESSUS DE CHOIX.....	6
II.2.1. Première phase	6
II.2.2. Deuxième phase	6
II.2.3. Troisième phase	6
II.3. METHODES DE CREUSEMENT	7
II.3.1. Méthode de creusement à pleine section	7
II.3.2. Méthode en demi-section.....	8
II.3.3. Méthode de la section divisée	8

II.4. TECHNIQUE DE CRESEMENT	9
II.4.1. Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères	9
II.4.2. Exécution dans les terrains durs.....	10
II.4.2.1. Creusement mécanique.....	10
II.4.2.2. Creusement à l'aide du ciment expansif	12

CHAPITRE III : SOUTÈNEMENT

III.1. INTRODUCTION.....	13
III.2 LES DIFFERENTS TYPES DE SOUTÈNEMENT	13
III.2.1. Soutènement métallique	13
III.2.1.1. Boulonnage et renforcement des tunnels	13
III.2.1.2. Soutènement par cintres métalliques.....	16
III.2.1.2.1. Les cintres métalliques lourds.....	17
III.2.1.2.2. Les cintres métalliques légers	17
III.2.1.3. Soutènement par blindage	18
III.2.2. Voussoirs en béton préfabriqué	18
III.2.3. Soutènement par la méthode autrichienne.....	19
III.3. TRAITEMENTS SPECIAUX.....	22
III.4. SECURITE EN CAS D'INCENDIE.....	23

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES

IV.1. INTRODUCTION	24
IV.2. LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT D'UN TUNNEL	24
IV.2.1. Evaluation des pressions verticales	24
IV.2.2. Evaluation de la pression horizontale	26
IV.2.3. Evaluation de la pression hydrostatique	27
IV.3. LA METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT	27
IV.3.1. Les hypothèses de la méthode	27
IV.3.2. Les principes de la méthode convergence-confinement	27
IV.3.3. Calcul de taux de déconfinement par la méthode BERNAUD-ROUSSET	30

CHAPITRE V : METHODE DES ELEMENTS FINIS

V.1. INTRODUCTION.....	32
V.2. PRINCIPE DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS (MEF).....	32
V.2.1. Description de la MEF.....	32
V.2.2. Caractéristiques d'un élément.....	34
V.2.3. Notion d'élément de référence.....	35
V.3. ETAPES CARACTERISTIQUES D'ETUDE DES STRUCTURES PAR LA MEF ...	36
V.3.1. Définition de domaine "V".....	36
V.3.2. Représentation de la géométrie de chaque élément "Ve".....	36
V.3.3. Construction de la fonction $N\xi$ et $N\xi$	36
V.3.4. Calcul des matrices de rigidité de chaque élément $[k^e]$	37
V.3.5. Résolution du système d'équation globale.....	38
V.4. CONVERGENCE DE LA MEF.....	38
V.4.1. Types de convergence.....	38
V.4.2. Critères de convergence.....	39
V.5. ETAPES D'UN PROGRAMME D'ELEMENTS FINIS.....	40

CHAPITRE VI : LES APPLICATIONS

VI.1. ETUDE D'UN CAS HYPOTHETIQUE.....	41
VI.1.1. Etude de convergence.....	41
VI.1.1.1. Les différents types du maillage.....	41
VI.1.1.2. Les résultats théoriques.....	43
VI.1.1.3. Etude de convergence des modèles étudiés.....	44
VI.1.1.3.1. Les résultats obtenus par éléments finis.....	45
VI.1.1.3.2. Les résultats théoriques.....	45
VI.1.1.3.3. Conclusion.....	48
VI.1.2. Résolution d'un problème type par la MEF.....	48
VI.1.3. Etude du tunnel avec la méthode convergence-confinement.....	51
VI.1.3.1. Courbe caractéristique du terrain.....	51
VI.1.3.2. Courbe caractéristique du soutènement.....	55

VI.1.3.3. Équilibre terrain-soutènement.....	56
VI.1.4. Conclusion	58
VI.2. ETUDE DU TUNNEL DU LYON :.....	59
VI.2.1. Présentation de la ligne D du métro lyonnais.....	59
VI.2.2. Etude du tunnel du Lyon avec M.E.F	63
VI.2.2.1. Le maillage.....	64
VI.2.2.2. Les résultats obtenus par éléments finis.....	65
VI.2.2.3. Homogénéisation de terrain	65
VI.2.3. Etude du tunnel avec la méthode convergence-confinement.....	67
VI.2.3.1. Courbe caractéristique du terrain	67
VI.2.3.2. Courbe caractéristique du soutènement	70
VI.2.3.3. Équilibre terrain-soutènement	72
VI.2.4. Conclusion	74
VI.3. ETUDE D'UN TUNNEL AVEC UNE NAPPE PHREATIQUE.....	74
VI.3.1. Description du projet.....	74
VI.3.2. Calcul par la méthode des éléments finis	75
VI.3.3. Proposition	83
VI.3.4. Conclusion	84
VI.4. ETUDE DE TUNNEL DE HAI EL BADR.....	85
VI.4.1. Reconnaissances géotechniques.....	85
VI.4.2. Etude de tunnel de HAI EL BADR avec M.E.F	86
VI.4.3. Etude du tunnel avec la méthode convergence-confinement	95
VI.4.3.1. Courbe caractéristique du terrain	95
VI.4.3.2. Calcul pour la structure mixte	96
VI.4.3.3. Équilibre terrain-soutènement	98
VI.4.4. Conclusion	99
CONCLUSION GENERALE	100

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Exemple d'une galerie de reconnaissance

Figure II.1 : Creusement en pleine section

Figure II.2 : Creusement en demi-section

Figure II.3 : Machine à attaque globale

Figure II.4 : Machines à attaque ponctuelle

Figure II.5 : Machine de pré-découpage pleine section

Figure III.1 : Soutènement par boulons

Figure III.2 : Boulon à ancrage ponctuel

Figure III.3 : Boulon à ancrage réparti à la résine

Figure III.4 : Les cintres utilisés

Figure III.5 : Les cintres coulissants

Figure III.6 : Blindage

Figure III.7 : Schématisation des voussoirs en béton préfabriqué

Figure III.8 : Béton projeté

Figure III.9 : Projection par voie humide

Figure III.10 : Projection par la voie sèche

Figure IV.1 : Hypothèse de théorie de TERZAGHI

Figure IV.2 : Théorie des poids des terres

Figure IV.3 : L'état initial

Figure IV.4 : Déchargement du terrain

Figure IV.5 : Chargement de soutènement

Figure IV.6 : L'assemblage et le point d'équilibre

Figure V.1 : Division d'un domaine en éléments finis

Figure V.2 : Quelque type d'éléments

Figure V.3 : Elément Q4

Figure V.4 : Elément de référence à 4 nœuds

Figure VI.1 : La convergence des déplacements en fonction de nombre d'éléments

Figure VI.2: La convergence des contraintes en fonction de nombre d'éléments

Figure VI.3 : Modèle rectangulaire (M.R.)

Figure VI.4 : Modèle circulaire (M.C.)

Figure VI.5 : Maillage (48×24) bis

Figure VI.6 : Coupe de soutènement provisoire

Figure VI.7 : Courbe caractéristique du massif (convergence)

Figure VI.8 : la courbe caractéristique du soutènement (confinement)

Figure VI.9 : la courbe de convergence-confinement

Figure VI.10 : La ligne D du métro de Lyon

Figure VI.11 : Tracé géographique de la ligne D

Figure VI.12 : Station de la ligne D

Figure VI.13 : Profil du sol

Figure VI.14 : Maillage (48×24) rectangulaire
Figure VI.15 : Coupe de soutènement provisoire
Figure VI.16 : Courbe caractéristique du massif (convergence)
Figure VI.17 : La courbe caractéristique du soutènement (confinement)
Figure VI.18 : La courbe de convergence-confinement
Figure VI.19 : Profil de sol
Figure VI.20 : Maillage (92×30) rectangulaire
Figure VI.21 : Diagramme des contraintes
Figure VI.22 : Distribution périodique des boulons
Figure VI.23 : Schéma équivalente
Figure VI.24 : Profil de sol
Figure VI.25 : Maillage (120×25) rectangulaire
Figure VI.26 : Le modèle homogénéisé
Figure VI.27 : Coupe de soutènement provisoire
Figure VI.28 : Courbe caractéristique du massif (convergence)
Figure VI.29 : La courbe caractéristique du soutènement (confinement)
Figure VI.30 : Courbe de convergence-confinement

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1 : Les cintres en fonction de diametre de tunnel

Tableau IV.1 : Les coefficients d'influence

Tableau IV.2 : Valeurs de taux de déconfinement

Tableau V.1 : Organigramme d'étapes caractéristiques d'un programme d'éléments finis

Tableau VI.1 : Les déplacements et les contraintes en fonction des éléments

Tableau VI.2 : Les déplacements et les contraintes obtenus par MEF

Tableau VI.3 : Les valeurs du déplacement avec MC et MR

Tableau VI.4 : Les déplacements et les valeurs de coefficient d'anisotropie

Tableau VI.5 : Les caractéristiques de maillage

Tableau VI.6 : Les valeurs de la courbe de convergence

Tableau VI.7 : Les valeurs de la courbe de confinement

Tableau VI.8 : Récapitulatif des résultats

Tableau VI.9 : Renseignements globaux sur la ligne D du métro de Lyon

Tableau VI.10 : Caractéristiques géotechniques des couches constituant le terrain

Tableau VI.11 : Les caractéristiques de maillage

Tableau VI.12 : Les déplacements et les contraintes obtenus par MEF

Tableau VI.13 : Déplacement et contrainte dans le cas d'homogénéisation

Tableau VI.14 : Les valeurs de la courbe de convergence

Tableau VI.15 : Les valeurs de la courbe de confinement

Tableau VI.16 : Récapitulatif des résultats

Tableau VI.17 : Caractéristiques de terrain

Tableau VI.18 : Caractéristiques de maillage

Tableau VI.19 : Récapitulatif des résultats dans le cas isotrope

Tableau VI.20 : Récapitulatif des résultats dans le cas anisotrope

Tableau VI.21 : Récapitulatif des résultats dans le cas isotrope

Tableau VI.22 : Caractéristiques géotechniques des couches constituant le terrain

Tableau VI.23 : Caractéristiques de maillage

Tableau VI.24 : Les déplacements et les contraintes dans le cas isotrope

Tableau VI.25 : Les déplacements et les contraintes dans le cas anisotrope

Tableau VI.26 : Récapitulatif des modules du Young

Tableau VI.27 : Les résultats dans le cas isotrope

Tableau VI.28 : Les résultats dans le cas anisotrope

Tableau VI.29 : Les valeurs de la courbe de convergence

Tableau VI.30 : Les données de la courbe de confinement

INTRODUCTION GENERALE

Depuis l'antiquité, l'homme a pris les grottes et les cavernes comme refuge de tous les problèmes et les dangers qui le menacent, ainsi que des chaleurs caniculaires et le froid atroce qui font des conditions climatiques très dures.

Avec l'évolution de la pensée et les nécessités de la vie, les hommes ont eut l'idée d'excaver et d'aménager des grottes et des galeries. De nombreuses raisons ont depuis longtemps incité les hommes à entreprendre des travaux souterrains. L'extension des zones urbaines, due essentiellement à l'évolution spectaculaire de la démographie et l'éparpillement anarchique des populations sur la terre, a fait que l'homme, poussé par la nécessité de communiquer, rencontre dans les moyens de communication (les réseaux routiers, les chemins de fer,...etc.) des obstacles à surpasser (les rivières, les montagnes...). L'homme a ainsi pensé à construire des ouvrages d'arts : des ponts pour surpasser les rivières, des tunnels pour éviter les reliefs accidentés.

Contrairement aux autres ouvrages d'arts qui sont implantés en plein air, les tunnels sont enterrés, ce qui nécessite :

- Une bonne reconnaissance géotechnique des couches de sol sous-jacentes.
- Une maîtrise de la résistance et de la technologie des matériaux de construction (TMC) afin d'assurer la durée de vie de l'ouvrage et de réduire le coût de réalisation à l'optimum.

L'objectif de ce travail, consiste à modéliser par éléments finis quadrilatère (Q4) une section transversale complète de tunnels, caractérisés par des massifs multicouche et à calculer les déplacements et les contraintes en différents points de la section d'excavation pour les différents types de chargement.

A cet effet, plusieurs programmes (TunQ4, loadHSD, LoadHSS) de calcul basé sur la méthode des éléments finis sont utilisés.

Ce mémoire est composé de six chapitres :

- Dans le premier chapitre, nous aborderons toutes les notions nécessaires pour une bonne reconnaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique.
- Le deuxième chapitre sera consacré aux méthodes et techniques de creusement.
- Le troisième chapitre sera basé sur les techniques de soutènement adoptées lors de creusement.
- Le quatrième chapitre sera réservé à l'évaluation des charges agissant sur le tunnel, en citant les différentes méthodes du calcul.
- Le cinquième chapitre nous présenterons les fondements de la méthode des éléments finis.
- Le sixième chapitre sera réservé pour les applications, nous procéderons à la modélisation d'une section transversale complète, pour des tunnels creusés dans des massifs stratifiés.

On finira par une conclusion générale et quelques perspectives.

CHAPITRE I

reconnaisances

I.1. INTRODUCTION :

Les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Non seulement ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, de soutènement et de revêtement, mais de plus leur connaissance permet de faire face à des problèmes imprévus, par exemple la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression, c'est ce qui peut arriver de pire au concepteur d'un Ouvrage.

Cette imprévision peut bloquer les travaux plusieurs mois, mettre en cause la sécurité du chantier, voir même compromettre la faisabilité de l'ouvrage. Pour cela Une bonne reconnaissance du sol le long du tracé est nécessaire.

I.2. RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES [4] :

I.2.1. Principe :

Pour bien mener une étude géologique on doit procéder à la méthodologie suivante :

- Recherche des documents disponible (carte, étude déjà réalisé dans la région).
- Etude de ces documents (définition de contexte géologique locale).
- Le choix préliminaire de site (tenant compte des risques géologiques).
- La visite de terrain :
 - ✓ Établir des documents tels que :
 - Les coupes géologiques en prenant des échantillons ;
 - Photographie aériennes ;
 - Faire une carte détail de tout ou partie de site ;
 - Profile stratigraphiques ;
 - ✓ Établissement d'un diagnostic préliminaire :
Classification de site :
 - Favorable : site idéal pour l'implantation de l'ouvrage ;
 - Défavorable : site déconseillé (réalisation trop couteux) ;
 - Douteux : dans le cas de manque des données, on doit procéder à des essais géophysiques et excavations.
 - ✓ Etablir une fiche d'étude préliminaire ;
 - ✓ Classification définitive de site ;

I.2.2.Sondage :

Le sondage est l'un des moyens le plus utilisé pour l'identification de sol. Néanmoins, l'information tirée (en particulier des sondages carottés) est plus en plus fiable car ils permettent de voir la roche et de prélever des échantillons afin de les testées (faire des essais) dans un laboratoire ou in situ.

En vu de coût élevé, le nombre des sondages est limité surtout lorsque la couverture dépasse plusieurs centaines de mètres. La réalisation des sondages est menée généralement d'un levé géologique et des prospections géophysiques.

Dans le cas le plus fréquent, les résultats des sondages doivent permettre, avec un maximum d'efficacité, la confirmation des hypothèses concernant la structure du massif faites à partir du levé de surface de l'étalonnage de la géophysique.

I.3. RECONNAISSANCES HYDROGEOLOGIQUES [4] :

I.3.1. Objectifs :

Les reconnaissances et les études hydrogéologiques sont effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques et pour but de déterminer :

- Les informations aquifères et les terrains imperméables ;
- Le régime hydraulique (nappes, circulations souterraines,...) ;
- La perméabilité des terrains ;

Ces renseignements permettent de définir :

- La nature des venues d'eau possibles le long du tracé ;
- Leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux (choix des ciments,...) ;
- Les traitements envisageables (rabattement, drainage, étanchement,...) ;

I.3.2. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques :

Parmi les moyens de reconnaissances hydrogéologiques on peut citer :

I.3.2.1. Levé hydrogéologique de surface :

Il a pour but la détermination des points suivants :

- Le relevé des sources, puits...
- Le relevé des zones d'infiltration ;
- Les mesures de débit des sources et puits (à répéter pour pouvoir prendre en compte les variations saisonnières) ;

I.3.2.2. Sondages :

Les sondages ont pour objectif le contrôle de rabattement au niveau de la nappe quelque soit leur type.

Les observations et les mesures in situ vont permettre de mieux comprendre l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté. Il s'agit principalement de :

- D'observation pendant l'exécution du sondage comme pertes partielles ou totales du fluide de forage, venues d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur les carottes,...
- De la pose de piézomètres pour préciser les niveaux de la nappe, leur indépendance éventuelle, la réaction aux agents atmosphériques.
- D'essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement,...).

I.4. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES [4] :

I.4.1. Objectifs :

Les reconnaissances et études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie. Elles doivent permettre de préciser la description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution, aussi permettre de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et /ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

I.4.2. Moyens de reconnaissances géotechniques :

I.4.2.1. Inventaires des données existantes :

Les données en question constituent :

- Document et études donnant des indications sur les caractéristiques mécaniques des sols et des roches dans des conditions analogues.
- Archives de construction d'ouvrages souterrains situés à proximité ou dans des massifs Similaires.

I.4.2.2. Sondages :

Ils vont permettre des mesures in situ, éventuellement des prélèvements d'échantillons (cas des sondages carottés) pour des essais de laboratoire.

Les principaux essais et mesures in situ sont :

- Les diagraphies en forage : elles donnent des informations sur les paramètres physiques des terrains. Le principal intérêt des diagraphies est d'effectuer de nombreuses corrélations.
- L'essai de pénétration statique peut donner des informations utilisables dans le cas d'un tunnel foré dans un sol ou une roche meuble et sous faible couverture et pour le dimensionnement des ouvrages de tête situés dans des sols.

I.4.2.3. Galerie de reconnaissance :

C'est la préfiguration de l'ouvrage final qui permet l'évaluation des difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté, en sus, elle permet :

- ✓ L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologiques détaillé.
- ✓ Observation des conditions hydrogéologiques et météorologiques.
- ✓ Effectuer des mesures de perméabilité, de pression et de débit.
- ✓ Les essais et mesures géotechniques in situ.
- ✓ Les mesures de déformations.
- ✓ Les prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire.



Figure I.1 : Exemple d'une galerie de reconnaissance [11]

CHAPITRE II

METHODES ET TECHNIQUES DE CREUSEMENT

II.1. INTRODUCTION :

Les techniques utilisées pour le choix de la méthode de creusement des tunnels ont fortement évolué ces dernières décennies :

- Amélioration en qualité et en quantité des études de reconnaissances géotechniques préalables à la construction, la géologie et les conditions hydrogéologiques ;
- Mécanisation des travaux d'abattage et de soutènement ;
- Prise en compte des problèmes d'environnement, en particulier dans les zones urbaines;
- Prise en compte des problèmes d'exploitation pour une meilleure conception de l'ouvrage ;

II.2. PROCESSUS DE CHOIX :

II.2.1. Première phase :

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

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

II.2.2. Deuxième phase :

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

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

II.2.3. Troisième phase :

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères tels que :

- Conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés.
- Niveau technique des entreprises concurrentes.
- Insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution.
- Coût de la solution et aléas correspondants.

Afin d'assurer une certaine homogénéité technique des différentes propositions, il est en général nécessaire pour le maître d'œuvre de limiter dans le dossier de consultation, le champ de variation possible des caractéristiques de l'ouvrage dont certaines ont été fixées ne variant pas dès l'origine du projet pour des raisons administratives ou techniques.

L'étude détaillée des différentes solutions proposées (procédé d'exécution et organisation du chantier) incombe à chaque entreprise.

II.3. METHODES DE CREUSEMENT [8] :

On distingue trois méthodes de creusements :

- Méthode de creusement à pleine section ;
- Méthode de la demi-section ;
- Méthode de la section divisée ;

II.3.1. Méthode de creusement à pleine section :

Cette méthode prévoit l'excavation complète de la section du tunnel en une seule fois. Elle est appliquée pour les terrains de bonne ou assez bonne tenue, ne nécessitant pas un soutènement provisoire «cas des roches» ; mais si le rocher présente des fissures tolérantes (fissures dues à la suite d'utilisation d'explosif ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée. Cette méthode facilite l'organisation du chantier ; Elle est la plus rapide dans les tunnels de plus de 40 ou 50 m² de section, elle nécessite de gros engins, dont l'amortissement impose en général des chantiers d'une certaine longueur (plusieurs kilomètres). La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

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

Avantage :

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

Inconvénients :

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



Figure II.1 : Creusement en pleine section [8]

II.3.2. Méthode en demi-section :

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



Figure II.2 : Creusement en demi-section [8]

II.3.3. Méthode de la section divisée :

Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode. Avec un creusement en sections divisées, chaque phase des travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Par cette méthode, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée.

II.4. TECHNIQUE DE CREUSEMENT [4], [9] :

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

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

On distingue deux modes de creusement :

- Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères ;
- Exécution du creusement dans les terrains durs (ou rocher) ;

II.4.1. Exécution du creusement dans les terrains meubles et aquifères :

La construction de tunnels en terrain meuble et aquifère n'est pas en soi une nouveauté, il faut cependant noter que depuis deux décennies environ, les techniques mises en œuvre ont connu un développement considérable. En effet alors que les tunnels étaient traditionnellement réalisés depuis longtemps dans des sites plutôt montagneux, et plus souvent dans des terrains rocheux, le développement des agglomérations, souvent situées dans des vallées, a conduit de réaliser de plus en plus d'ouvrages souterrains dans des sites beaucoup moins favorables à la construction de tunnels. Les tunneliers conçus pour forer les tunnels dans les sols meubles et aquifères sont appelés «bouclier» ; ce dernier maintient provisoirement les parois latérales et protège le personnel durant la période des travaux, ainsi que les dispositifs complémentaires ; organe d'abattage, de marinage : de stabilisation de front de taille et de pose de revêtement. L'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant de bouclier. En se basant sur le choix du mode de stabilisation du front de taille, on peut classer les différents types de bouclier de la manière suivante :

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

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

- **Bouclier pressurisé :**

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

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

II.4.2. Exécution dans les terrains durs :

II.4.2.1. Creusement mécanique :

- **Machine à attaque global T.B.M :**

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

- **Tunnelier :**

Un tunnelier est une machine réalisant en continu le creusement d'un tunnel et, si nécessaire, la mise en place d'un revêtement à faible distance du front de taille. En fait, le tunnelier est composé d'un bouclier et d'un train suiveur, l'ensemble étant capable d'assurer le traitement éventuel de l'un ou l'autre élément intervenant dans le processus de construction.

Avantages du Tunnelier :

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

Inconvénients du Tunnelier :

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



Figure II.3 : Machine à attaque globale [11]

- **Machine à attaque ponctuelle T.B.M :**

Limitée généralement à excaver des rochers de dureté moyenne, elle permet de creuser n'importe quel profil de dimension variable ; elle est équipée d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout est porté sur un châssis **AUTOMOTEUR** à roues ou à chenilles.



Figure II.4 : Machines à attaque ponctuelle [8]

Avantage :

- ✓ Simultanéité des opérations d'abattage, de chargement et d'évacuation des roches.
- ✓ Grande vitesse d'avancement.
- ✓ La technique d'abatage n'entraîne pas d'ébranlement.
- ✓ Découpage soigné de la section (pas de hors profils).

Inconvénients :

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

- **Haveuse :**

Les haveuses sont des machines qui servent à l'abattage mécanique de la roche, essentiellement françaises (Perforex) qui ont été utilisées avec succès depuis 1974 sur de nombreux chantiers. La méthode consiste à réaliser, à proximité immédiate de l'extrados de l'ouvrage, une saignée de 8 à 35 cm d'épaisseur (suivant les terrains) avant même de procéder au creusement du tunnel lui-même.



Figure II.5 : Machine de pré-découpage pleine section [8]

II.4.2.2. Creusement à l'aide du ciment expansif :

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

Son principe :

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

Avantage

- ✓ Découpage relativement précis;
- ✓ Pas de nuisance vis-à-vis du bruit de vibration ;
- ✓ Sans danger pour l'environnement ;

CHAPITRE III

SOUTENEMENT

III.1. INTRODUCTION :

L'excavation d'un tunnel produit une altération dans l'état du terrain. Ceci entraîne des mouvements de la masse du terrain vers l'excavation afin de rétablir l'équilibre. Généralement pour éviter les éventuels risques d'éboulement on utilise un soutènement provisoire qui reprend les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol à court terme. Le soutènement définitif quant à lui intervient à long terme.

De point de vue de leur mode d'action, les soutènements peuvent être classés en deux catégories principales:

- Les soutènements agissant par supportage;
- Les soutènements agissant par confinement ;

III.2 LES DIFFERENTS TYPES DE SOUTÈNEMENT [9] :

III.2.1. Soutènement métallique :

Le premier type de soutènement employé dans les souterrains est le soutènement métallique qui comprend quatre catégories principales :

- *Soutènement par boulons d'ancrage ;*
- *Soutènement par cintre métallique ;*
- Soutènement en béton ;
- Soutènement par blindage ;
- Soutènement par enfilage ;

III.2.1.1. Boulonnage et renforcement des tunnels :

Le creusement d'un tunnel impose de limiter les déformations du massif afin de ne pas créer de tassements en surface préjudiciables pour les structures existantes mais, également de ne pas conduire à une modification trop importante de l'état de contraintes et de déplacements du massif avant creusement. Lors de creusements de tunnels où la méthode du front pressurisé ne peut être appliquée, il est nécessaire de maintenir le front dans un état stable.

Au cours de l'excavation d'un tunnel, l'avancement du front de taille provoque une perturbation dans le terrain qui se propage longitudinalement et transversalement en altérant le champ de contraintes préexistant dans le milieu. Nous rappelons que l'extension de la zone perturbée est fonction de :

- la géométrie et les dimensions de l'excavation.
- des caractéristiques géomécaniques du terrain.
- du champ de contraintes préexistant.
- de la vitesse d'avancement du front de taille.

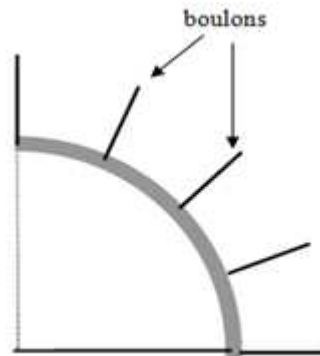


Figure III.1 : Soutènement par boulons

On distingue deux types de boulons : boulon à ancrage ponctuel, boulon à ancrage continu.

- **Boulons à ancrage ponctuel :**

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur. Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage.

En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté.

Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. On peut assurer l'épinglage de blocs instables.

- **Boulons à ancrage réparti :**

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment.

Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches bien plus tendres que les boulons à ancrage ponctuel. Ils s'opposent plus efficacement à l'ouverture de fissures isolées puisque l'ancrage existe près des lèvres de la fissure elle-même.

Par contre, ils sont d'une mise en œuvre plus délicate que les boulons à ancrage ponctuel et leur emploi sont déconseillé (mortier) ou impossible (résine) si les venues d'eau sont abondantes. Enfin, leur délai d'action n'est pas instantané (quelques dizaines de minutes)

dans le cas des résines à plusieurs heures dans le cas du mortier). Les boulons à la résine sont également déconseillés dans les roches à fissuration abondante et ouverte.

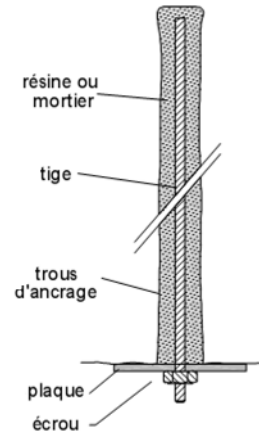
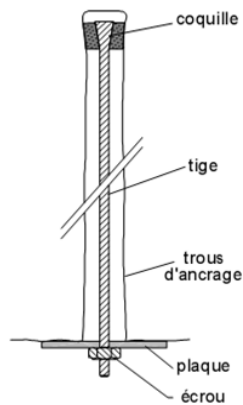


Figure III.2 : Boulon à ancrage ponctuel [9] **Figure III.3 :** Boulon à ancrage réparti à la résine [9]

- **Caractéristiques du scellement :**

Les produits de scellement doivent garantir des caractéristiques d'interface suffisamment élevées pour mobiliser l'effort admissible dans un boulon sur quelques mètres au niveau de la liaison sol/coulis ou coulis/boulon. Ils permettent d'assurer le transfert de charge entre le sol et le boulon. Le scellement se fait par injection à travers le tube du boulon. La résistance au cisaillement dans les inclusions est faible, néanmoins le scellement qui constitue une gaine rigide autour du boulon après durcissement apporte une certaine résistance au cisaillement et en flexion supplémentaire qu'il est difficile de quantifier.

Deux types de scellement existent : au coulis de ciment et à la résine. Pour des raisons économiques, l'usage du coulis de ciment est plus répandu. Sur le chantier de Toulon, le prix d'un boulon scellé à la résine est de l'ordre du double de celui scellé au ciment. Néanmoins le temps de prise de la résine relativement court permet une mise en sécurité du personnel plus rapide, des cadences d'avancement plus grandes, un meilleur remplissage du forage (gonflement de la résine) et un scellement plus fiable en présence d'eau (Jassionnesse,[1998]).

- **Mise en place dans le massif :**

Cette technologie offre une grande adaptabilité (modification de la longueur et de la densité de boulonnage) suivant les terrains traversés et une grande souplesse de pose. En effet l'installation d'un boulon nécessite trois opérations qui sont le forage du trou, la pose du boulon et l'injection du scellement qui peuvent être mécanisées.

L'optique de continuité du renforcement dans le massif implique une densité de renforcement du noyau constante. Celle-ci est fonction des performances des boulons,

des paramètres géométriques de l'ouvrage, des caractéristiques géotechniques du massif et de l'état de contraintes initial dans le terrain.

Comme le précise Jassionnesse [1998], l'impératif de productivité impose des boulons de grande longueur capables de supporter des efforts de traction élevés afin de limiter le nombre de forages à réaliser.

En pratique, deux modes de renouvellement du boulonnage au front existent :

- ✓ le cycle court : le renouvellement du boulonnage partiel est effectué à chaque passe d'excavation. Ceci correspond à un linéaire de boulons constant et à une densité de renforcement qui décroît à l'avant du front. Sur la traversée souterraine de Toulon, les boulons sont renouvelés tous les trois mètres (Robert & Bernardet, [1996]). L'intervention au front de taille est plus courte car on ne renouvelle pas l'ensemble du boulonnage mais elle est plus fréquente.
- ✓ le cycle long : le renouvellement total du boulonnage est effectué après quelques avancements. Ce qui correspond à un linéaire de boulons qui n'est pas constant et, à une profondeur des boulons qui décroît à l'avancement. L'intervention au front de taille est plus longue (on renouvelle l'ensemble du boulonnage) mais plus rare.

III.2.1.2. Soutènement par cintres métalliques [4] :

Les cintres constituent une ossature en forme d'arc ou de portique disposé selon la section transversale de tunnel. Ils peuvent être constitués en bois, en profilés métalliques en treillis métalliques. Les cintres les plus utilisés en travaux souterrains sont les cintres en profilés métalliques HEB ou TH.

Les profilés ci-après sont les plus fréquemment utilisés comme cintre lourds à la traversée des zones fracturées et broyées dans les tunnels au rocher :

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

Tableau III.1 : Les cintres en fonction de diamètre de tunnel [5]

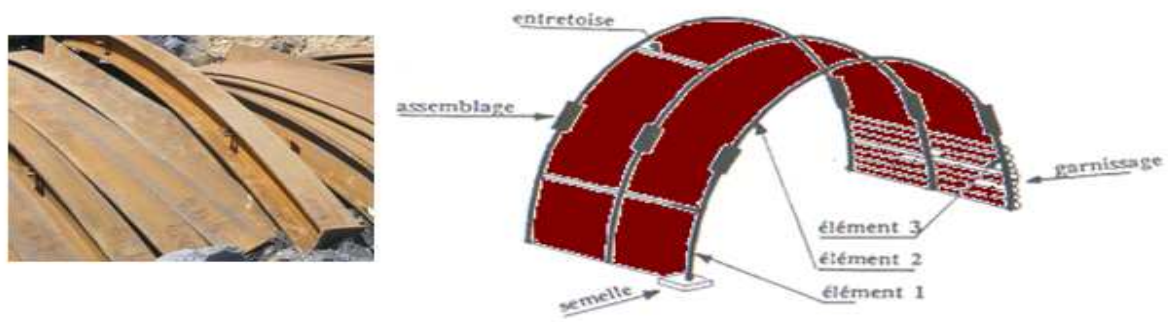


Figure III.4 : Les cintres utilisés [8]

III.2.1.2.1. Les cintres métalliques lourds :

Leur forte inertie leur permet, s'ils sont correctement appuyés et bloqués au terrain, de stabiliser les parois de l'excavation. Les dimensions des éléments de cintres sont définies en fonction des encombrements maximum admissible pour leur transport et leur mise en place et en fonction du mode de réalisation de l'ouvrage.

III.2.1.2.2. Les cintres métalliques légers :

Elles présentent une capacité de portance relativement limitée. Leur faible poids rend leur mise en place plus aisée qu'avec des cintres lourds. Leur inertie est insuffisante pour qu'ils jouent un rôle majeur dans le soutènement de l'excavation. Ils sont employés pour des tunnels de petite diamètre (5 à 10m) ou le chantier est peu mécanisé et dans les galeries de reconnaissance ou l'on veut le observer les parements.

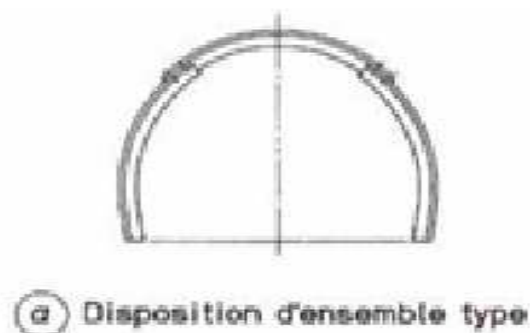


Figure III.5 : Les cintres coulissants [8]

III.2.1.3. Soutènement par blindage :

Les plaques de blindage sont mises, jointives ou non, entre les cintres et le terrain. Elles peuvent parfois être tenues par des boulons. Elles peuvent également être liaisonnées entre elles, les cintres ne servant qu'à leur montage et sont ensuite retirés après remplissage entre plaques et terrain.



Figure III.6 : Blindage [9]

III.2.2. Voussoirs en béton préfabriqué :

Ces voussoirs peuvent être mis en place à l'abri d'un bouclier ou directement à l'avancement (en général dans le cas de grandes ouvertures et de faible avancement). Des voussoirs particuliers (généralement en fonte) peuvent être utilisés au droit des réservations. Il existe de nombreux types de voussoirs en béton que l'on peut classer en deux catégories principales :

- ✓ Les voussoirs alvéolaires ;
- ✓ Les voussoirs pleins ;

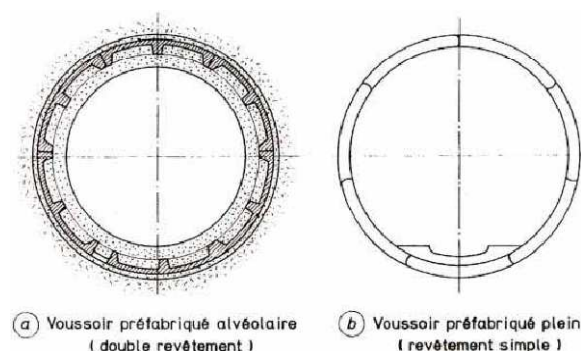


Figure III.7 : Schématisation des voussoirs en béton préfabriqué [8]

- **Domaine d'application :**

En raison de leur diversité, les différents types de soutènements décrits dans ce chapitre permettent de traiter les problèmes posés par toutes les catégories de terrain, éventuellement après un traitement de consolidation ou d'étanchéité. Le choix du soutènement n'est pas seulement lié aux exigences du terrain, mais aussi au souci de protection du personnel.

A l'exception des voussoirs, la décision de leur emploi peut être prise au fur et à mesure de l'avancement du chantier sans qu'il en résulte un délai important d'attente, à condition que leur application ait été prévue au marché et au bordereau des prix et qu'on dispose d'une quantité suffisante d'approvisionnements.

- **Précautions d'emploi :**

Le principal problème posé par l'emploi de ces soutènements traditionnels est celui du choix du type et de la quantité de soutènement à utiliser en fonction des terrains rencontrés. Le choix qui appartient à l'entreprise doit être accepté par le maître d'œuvre. Pour éviter les désaccords fréquents à ce sujet, il convient généralement de veiller à ce que les prix de rémunération de ces différents types de soutènements soient homogènes. Dans tous les cas, on veille à ce que le soutènement soit posé aussi rapidement que possible après l'excavation et soit bloqué au terrain. Par ailleurs, on doit veiller à la stabilité des assises des pieds de cintres ou du prérevêtement.

III.2.3. Soutènement par méthode autrichienne :

L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et par fois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. La mise en place d'un radier doit souvent être prévue dans les terrains où cette méthode est compétitive.

Le soutènement comprend :

- Des ancrages scellés ;
- Une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm) généralement armée de treillis soudés ou de fibres métalliques solidaire du terrain. Son rôle est de protéger le terrain contre l'altération, de créer une continuité entre les éléments du terrain, d'apporter une certaine pression radiale de confinement et de répartir les efforts rapportés aux têtes des ancrages.
- Des cintres légers coulissants qui renforcent la coque de béton projeté.

Le dispositif de mesure comprend essentiellement :

- Des mesures de déplacement par chaînes de convergence ;
- Des mesures de contraintes au contact béton-terrain (mesures radiales) ou dans le béton lui-même (mesures tangentielles) ;

Les Avantages de la N.A.T.M. :

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

Limites de la N.A.T.M :

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

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

Béton projeté :

Le terme béton projeté s'applique à un béton mis en œuvre par refoulement. Le béton mis en place, ne peut s'appliquer sur une certaine épaisseur (en particulier en voute) que si sa prise est accélérée. Cela nécessite presque toujours l'emploi d'un adjuvant accélérateur de prise et de durcissement.



Figure III.8 : Béton projeté [12]

Il existe deux grandes techniques de projection :

- **Projection par voie sèche :**

Le mélange constitué de ciment, d'agrégats et d'adjuvant en poudre est homogénéisé dans un malaxeur, puis transporté très rapidement dans un courant d'air comprimé. En passant dans la buse de sortie l'eau est incorporée au mélange et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface d'application.

Les principaux avantages de ce procédé sont les suivants :

- ✓ La vitesse de projection du mélange sur la surface d'application est élevée ce qui permet une bonne adhérence du béton sur le support ;
- ✓ Seule la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment est ajoutée à la sortie de la buse ;

Les inconvénients majeurs de ce procédé :

- ✓ Le rebondissement, donc les pertes qui sont très importantes (25 à 40% du mélange)
- ✓ La production de poussière à la projection ;

- **Projection par voie mouillée :**

Le mélange est gâché suivant les procédés traditionnels puis transporté dans la conduite. La propulsion du mélange est assurée soit par l'air comprimé soit par action d'une pompe à béton. Les adjuvants liquides sont introduits à la lance.

Les principaux avantages de ce procédé proviennent de la faible vitesse de projection ce qui conduit à :

- ✓ Une faible pollution ;
- ✓ Une réduction de rebondissement donc de pertes ;
- ✓ Le dosage en eau est plus précis ;
- ✓ Avec cette méthode il est plus facile d'automatiser le mode de projection, ce qui permet des rendements plus élevés qu'avec la méthode par voie sèche.

Ces deux procédés sont schématisés sur les figures suivantes :

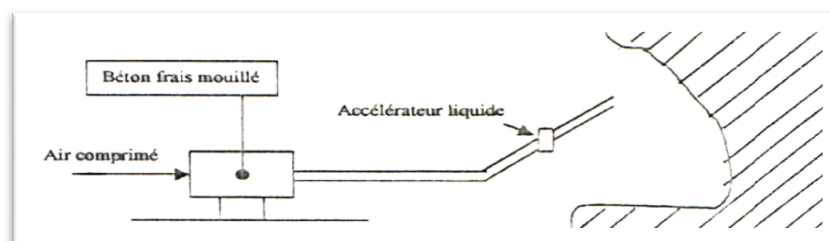


Figure III.9 : Projection par voie humide [8]

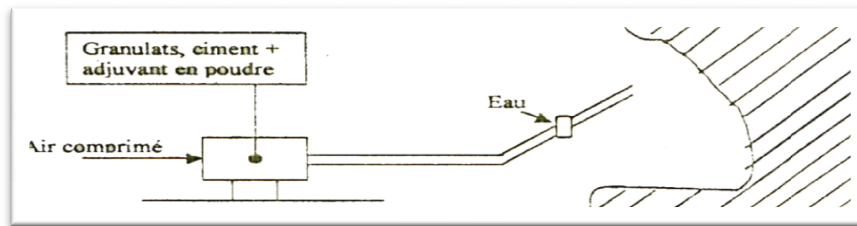


Figure III.10 : Projection par la voie sèche [8]

III.3. TRAITEMENTS SPECIAUX:

Lorsque l'eau sous pression est associée à un terrain meuble, les méthodes d'exécution classiques ne permettent pas de maintenir la stabilité de l'excavation. Plusieurs méthodes sont possibles, on peut avoir recours à un traitement préalable au creusement, on citera quelques techniques utilisées.

Injection :

Consiste à pénétrer dans le terrain un coulis liquide qui se solidifie dans le temps, comme on peut réduire la perméabilité du sol ou de la roche fissurée par injection d'étanchement.

Coulis :

Les coulis peuvent être classés en trois catégories principales :

- Les suspensions instables qui sont de simples suspensions de grains de ciment dans l'eau.
- Les suspensions stables qui sont obtenues en malaxant dans l'eau une combinaison de ciment et d'argile.
- Les liquides, solutions colloïdales qui se transforment en gel après une durée de temps.

La congélation :

Congeler un sol, c'est transformer en glace l'eau contenue dans le sol. Cette technique ne s'applique donc que dans les terrains aquifères. Elle permet de former autour de la future excavation une paroi gelée dure et imperméable.

La technique utilisée en présence d'eau :

Le drainage : se fait à l'aide de systèmes de drainage ou avec des pompes pour empêcher une venue d'eau dans le tunnel. Parmi les techniques de drainage :

- Rabattement de la nappe ;
- Murs drainants ;

III.4. SECURITE EN CAS D'INCENDIE [12] :

Les objectifs à atteindre en cas d'incendie sont les suivants :

- Empêcher la propagation des fumées chaudes dans les zones où se trouvent des personnes.
- Permettre aux personnes à proximité du foyer d'être alimentées en air frais ou de pouvoir quitter la zone.
- Éviter que l'opacité soit trop forte au niveau de la chaussée pour permettre la progression des secours.

Ces conditions sont en général réalisables sans trop de difficultés lorsqu'il s'agit de ventilation transversale ou de ventilation longitudinale à circulation unidirectionnelle, à condition que le sens de circulation soit partout le même que celui du déplacement de l'air. C'est plus difficile lorsqu'il s'agit de tunnels bidirectionnels avec ventilation longitudinale ou semi-transversale avec retour de l'air vicié par le tunnel lui-même.

Enfin, on peut dire d'après ce qui a été cité dans ce chapitre que le choix de la méthode d'exécution revient à l'ingénieur qui doit prendre en considération plusieurs facteurs comme le type de terrain traversé, la forme et les dimensions de profil transversal du tunnel sans oublier l'aspect économique.

CHAPITRE IV

EVALUATION DES CHARGES

IV.1. INTRODUCTION :

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain et la pression hydrostatique. Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte étant supposé connu par les méthodes de calcul.

Pour simplifier la détermination des actions agissant sur les ouvrages souterrains il faut les hypothèses suivantes :

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

IV.2. LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT D'UN TUNNEL [8] :

Il est impossible de fixer des règles pour choisir une méthode de dimensionnement dans chaque cas car aucune méthode ne peut rendre compte de la totalité des facteurs qui interviennent dans l'équilibre d'un ouvrage souterrain et de son revêtement. Selon leur degré de complexité, elles sont capables de prendre en considération un plus ou moins grand nombre de paramètres. Certaines méthodes simplifiées, donc plus économiques, sont souvent admissibles, mais leur domaine d'utilisation est obligatoirement plus restreint puisqu'il faut que les simplifications ne concernent pas l'un des paramètres d'étude.

IV.2.1. Evaluation des pressions verticales σ_v :

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidement. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain. Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel. Dans ce cas on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur. Par contre dans les terrains résistants, la zone de détente est indépendante de la profondeur de l'ouvrage. Dans ce cas on utilise des méthodes qui ne tiennent pas compte de la profondeur du tunnel.

Nous aborderons dans ce qui suit deux méthodes essentielles:

- **Théorie de TERZAGHI :**

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

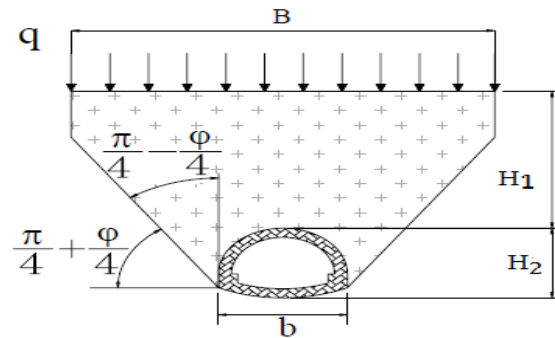


Figure IV.1 : Hypothèse de théorie de TERZAGHI [8]

q : la surcharge en surface.

H₁ : la couverture de terre.

H₂ : la largeur de l'excavation.

b : la largeur de l'excavation.

Avec : $B = b + 2H_2 \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

La contrainte verticale est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_V = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \operatorname{tg} \varphi} \left[1 - e^{-\frac{2KH_1 \operatorname{tg} \varphi}{B}} \right] + q e^{-\frac{2KH_1 \operatorname{tg} \varphi}{B}} \tag{IV.1}$$

C : cohésion du terrain.

q : surcharge

φ : angle de frottement interne.

K : Coefficient de poussée active.

• **Théorie des poids des terres :**

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

L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q \tag{IV.2}$$

γ_i : Poids de la couche i.

h_i : Hauteur de la couche i.

q : surcharge.

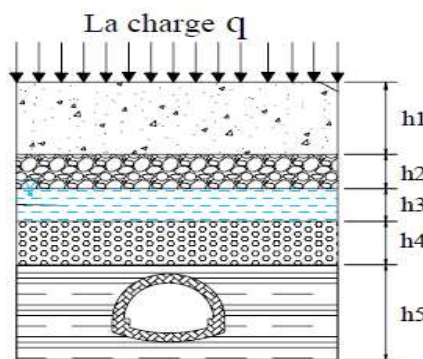


Figure IV.2 : Théorie des poids des terres [8]

IV.2.2. Evaluation de la pression horizontale σ_h :

• **La théorie de COULOMB-RANKINE :**

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

Au niveau de la calotte :

$\sigma_{h1} = K_1 \sigma_v$a court terme, (c'est le cas d'un soutènement provisoire).

$\sigma_{h2} = K_0 \sigma_v$a long terme, (c'est le cas d'un revêtement définitif).

Avec σ_v : Contrainte verticale de TERZAGHI.

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

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

X_1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.

X_2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain.

X_3 : Coefficient rhéologique.

Le tableau ci-dessous exprime les valeurs de coefficients :

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

Tableau IV.1 : Les coefficients d'influence [8]

Au niveau du radier :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} \tag{IV.3}$$

Tel que : $\sigma_{h2} = H_2 \gamma t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 C t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

• **Théorie de TERZAGHI :**

La pression latérale peut être calculée approximativement par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\gamma(0.5m + h_p) \\ \sigma_h = \gamma H t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \\ \sigma_v \frac{v}{1 + v} \end{array} \right. \tag{IV.4}$$

h_p : étant la hauteur du noyau de détente.

v : Coefficient de poisson.

IV.2.3. Evaluation de la pression hydrostatique :

Lorsque le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée généralement le long de la ligne moyenne du revêtement. Il est souvent commode de décomposer ces poussées en deux termes :

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

IV.3. LA METHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT [5] :

Peut fournir des résultats de pré-dimensionnement intéressants, en tenant compte d'un comportement élastoplastique du terrain. La principale difficulté réside dans l'estimation de l'allure de l'évolution du déconfinement, qui se relève être un paramètre à la fois très important, mais difficile à estimer. Dans notre étude on s'intéresse à cette méthode (convergence-confinement) en utilisant comme approche numérique la méthode des éléments finis (MEF).

IV.3.1. Les hypothèses de la méthode :

La méthode a été développée dans le cas d'un tunnel profond de section circulaire, creusé dans un massif dont le comportement est homogène et isotrope, soumis au champ de contrainte géostatique.

Le creusement est considéré à grande profondeur de sorte que l'on peut négliger le gradient de la pesanteur. Enfin, le soutènement du tunnel, posé à une distance constante du front de taille, est également considéré comme ayant un comportement homogène et isotrope.

IV.3.2. Les principes de la méthode convergence-confinement :

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope σ_0 . Le déplacement radial u des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul. Pour modéliser l'excavation de la galerie, nous supposons d'abord la cavité remplie d'un liquide à une pression P_i correspondant à l'état initial isotrope P .

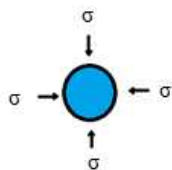


Figure IV.3 : L'état initial

• **Comportement du massif :**

En diminuant la pression P_i , on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif. Cette pression P_i est diminuée depuis la valeur P jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe de pression déplacement est linéaire du point A au point B. La courbe est appelée courbe caractéristique du massif excavé.

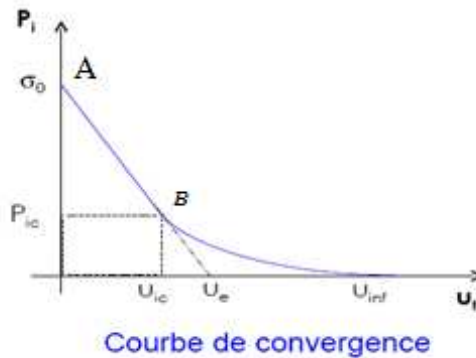


Figure IV.4 : Déchargement du terrain [8]

Le calcul est fait d'abord pour la phase élastique, à partir de $\lambda = 0$ ($\sigma_R = \sigma_0$). Quand le taux de déconfinement dépasse la frontière élastique, puis dans la phase élastoplastique jusqu'à $\lambda=1$.

R_c : la résistance en compression simple du terrain.

$$R_c = \frac{2-C.\cos\varphi}{1-\sin\varphi} \tag{IV.5}$$

C : cohésion.

φ : angle de frottement.

k_p : coefficient de butée

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

Si $\sigma_0 < \frac{R_c}{2}$ 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 u_e tel que :

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

E : module de Young.
 ν : coefficient de poisson.
 R : rayon de l'excavation.
 σ₀ : contrainte initiale du massif.

Si $u_e > \frac{Rc}{2}$ c'est le cas qui représente la fin de l'élasticité ; la pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture s'exprime par l'expression suivante :

$$P_a = \sigma_0 (1 - \text{Sin}\varphi) - C \cdot \text{COS}\varphi = \left(\sigma_0 - \frac{Rc}{2}\right) \cdot (1 - \text{Sin}\varphi) \quad \text{(IV.6)}$$

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

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{1}{k_p + 1} \left(k_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0}\right) \quad \text{(IV.7)}$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture vaut : $u_a = \lambda_a u_e$

• **Comportement du soutènement :**

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure P_i qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur u_{s0} pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

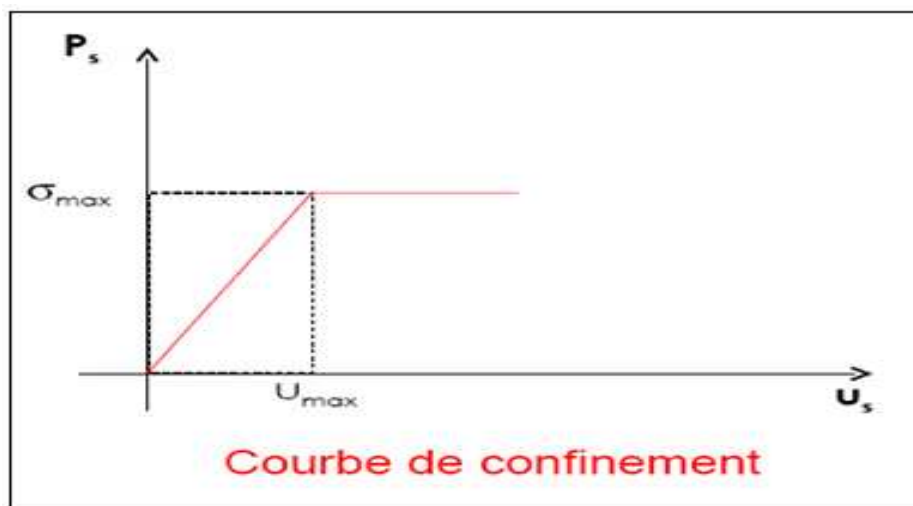


Figure IV.5 : Chargement de soutènement [8]

Pour réaliser cette courbe il faut déterminer la raideur du soutènement (K_b) choisi et la pression maximale de soutènement (" P_b max" état limite admissible ou état limite de rupture), puis tracer la courbe.

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

$$k_b = E_b \frac{e}{R} \quad \text{et} \quad P_b^{max} = \sigma_b^{max} \frac{e}{R}$$

• **L'équilibre final :**

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du soutènement donne la produit le point d'équilibre. Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimension et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimension et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front de taille à la quelle ils sont mis en place) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables.

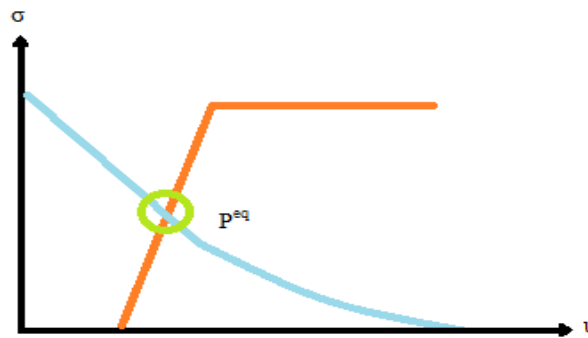


Figure IV.6 : L'assemblage et le point d'équilibre

IV.3.3. Calcul de taux de déconfinement par la méthode BERNAUD-ROUSSET:

L'hypothèse supplémentaire introduite par BERNAUD-ROUSSET consiste à prendre pour u_0 la même valeur que dans le cas non soutenu :

$$u_0 = u_0(0)$$

$$u_0 = \alpha_0 \frac{\sigma_0 R}{2G}$$

La résolution du système d'équation conduit à :

$$u_d = \frac{(a_d + (1 + Ksn)(1 - a_d)) \alpha_0}{(1 + Ksn)(1 - a_d) \frac{\sigma_0 R}{2G}} \tag{IV.8}$$

$$\lambda_d = \frac{(a_d + (1 + Ksn)(1 - a_d)) \alpha_0}{(1 + Ksn)(1 - a_d)} \tag{IV.9}$$

k_{sn} : Le coefficient de rigidité du soutènement par rapport au massif.

d : La distance du front de taille.

$\alpha_0 = 0,27$ et $m=0,84$

Le tableau IV.2 : donne les valeurs de λ_d pour $K_{sn} < 40$ et $0,25R < d < 2R$. Il montre que pour $d > 1,5R$, on fait une erreur inférieure à 2% en prenant la valeur de α_0 correspondant au cas non soutenu ($K_{sn} = 0$).

$\frac{d}{R}$ K_{sn}	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	2
0	0,57	0,71	0,8	0,85	0,88	0,9	0,93
0,25	0,55	0,70	0,78	0,84	0,87	0,9	0,93
0,5	0,53	0,68	0,77	0,83	0,87	0,9	0,93
1	0,52	0,67	0,76	0,82	0,86	0,89	0,93
2	0,5	0,65	0,75	0,82	0,86	0,89	0,93
5	0,48	0,64	0,75	0,82	0,86	0,89	0,93
10	0,46	0,64	0,75	0,82	0,86	0,89	0,93
20	0,44	0,62	0,74	0,82	0,86	0,89	0,93
40	0,43	0,62	0,74	0,82	0,86	0,89	0,93

Tableau IV.2 : Valeurs de taux de déconfinement [5]

CHAPITRE V

METHODE DES ELEMENTS FINIS

V.1. INTRODUCTION :

La méthode de calcul par éléments finis a connu un essor très important essentiellement à travers son application au calcul des structures, elle est considérée comme un des outils de résolution des équations aux dérivées partielles de la physique.

L'apparition de l'informatique et les besoins industriels a provoqué un développement rapide de la méthode à travers une reformulation à partir de considérations énergétiques d'une part, et la création d'éléments de haute précision géométrique et physique d'autre part.

Par rapport à d'autres domaines de la géotechnique, tels que les fondations ou les ouvrages de soutènement, où les calculs à la rupture ont connu depuis longtemps un large développement, les tunnels et ouvrages souterrains constituent un champs d'application privilégié de la méthode des éléments finis, car elle permet d'appréhender au moins deux aspects essentiels de cette spécialité, qui sont absents des calculs à la rupture :

- Les phénomènes d'interaction entre les terrains et les structures avec différentes lois de comportement du sol (élasticité, plasticité, comportement différé).
- Les déformations induites par les excavations.

Par ailleurs si l'on exclut les cas simples qui peuvent être traités par les méthodes analytiques, le recours à la méthode aux éléments finis s'avère nécessaire dans les cas suivants :

- Tunnel creusé dans un terrain multicouche.
- Interaction entre ouvrages.
- Influence d'un tunnel sur son environnement.

V.2. PRINCIPE DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS (MEF) [1] :**V.2.1. Description de la MEF :**

L'analyse des contraintes et des déplacements est l'un des plus importants domaines d'application de la méthode des éléments finis. Plus la structure à analyser par cette méthode est complexe, plus la vitesse et la capacité des ordinateurs utilisés augmenteront.

Lorsque cette méthode est utilisée pour déterminer des contraintes ou des déplacements dus à un système de charges connus dans une structure, celle-ci sera divisée en un nombre d'éléments finis.

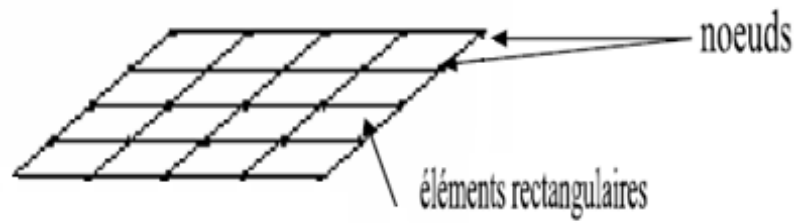


Figure V.1 : Division d'un domaine en éléments finis [1]

Formes d'éléments classiques :

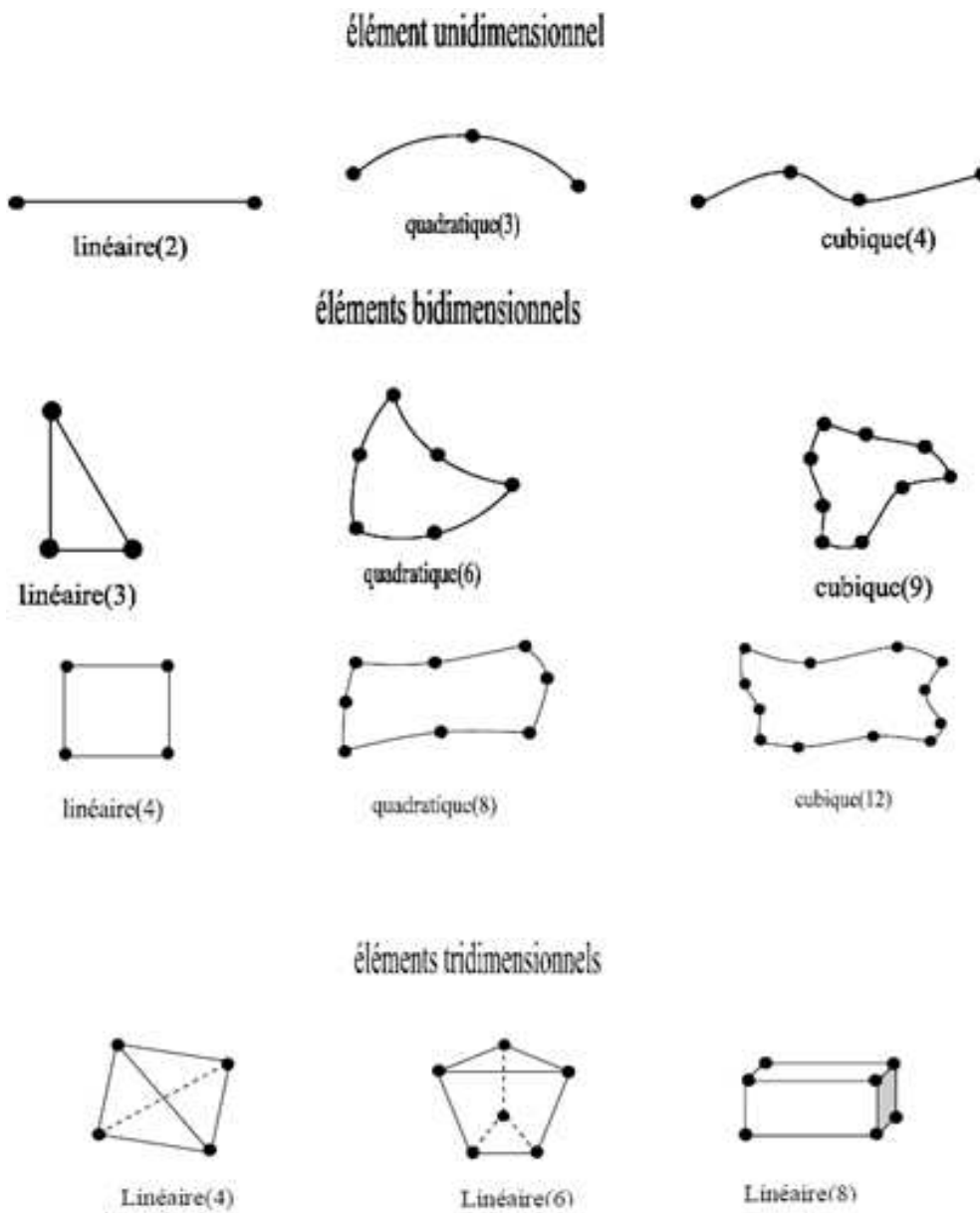


Figure V.2 : Quelque type d'éléments [3]

La structure à étudier est remplacée par un ensemble d'éléments supposés liés les uns aux autres en un nombre fini de points appelés "points nodaux".

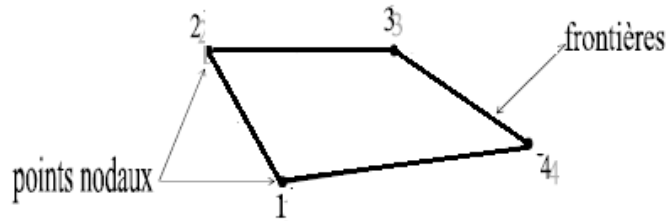


Figure V.3 : Elément Q4

V.2.2. Caractéristiques d'un élément :

La description d'un élément fini comprend les caractéristiques suivantes :

- **Géométrie :**

Un élément fini peut être 1D, 2D ou 3D sa forme est simple (la figure V.2).

- **Matériau :**

Le matériau de l'élément est défini par une loi de comportement (loi de Hooke isotrope et ses propriétés mécaniques E et ν).

- **Nœuds :**

Les nœuds définissent la géométrie et assurent la connexion des éléments les uns aux autres. Ils occupent des positions stratégiques comme les sommets dans l'élément Q4.

- **Degrés de libertés :**

Pour tout élément fini. On doit faire le choix d'une ou plusieurs fonctions (en générale le champ des déplacements), elles sont exprimées en fonction des valeurs particulières qu'elles prennent aux nœuds, valeurs qui deviennent les inconnues nodales. L'union, par leurs degrés de libertés nodales communes, de deux éléments adjacents, puis d'un troisième, et ainsi de suite, permet de reconstituer, pièce par pièce, la solution (assemblage). Pour aboutir à un résultat valable, ces opérations nécessitent le respect de certaines règles, dites critères de convergence.

• Forces nodales :

A travers les nœuds transitent des forces associées aux degrés de liberté. Les unes sont les réactions internes \mathbf{r} , les autres les forces \mathbf{f} dues aux charges appliquées à l'élément (poids propres, température, charge uniforme,... etc.).

La description précédente permet de construire les trois caractéristiques clés d'un élément qui sont :

- Sa matrice de rigidité \mathbf{k}' ;
- Son vecteur force \mathbf{f}^e ;
- Les conditions aux limites ;

V.2.3. Notion d'élément de référence [3] :

Un élément de référence V_r est un élément de forme très simple, repéré dans un espace de référence, qui peut être transformé en chaque élément réel V_e par une transformation géométrique.

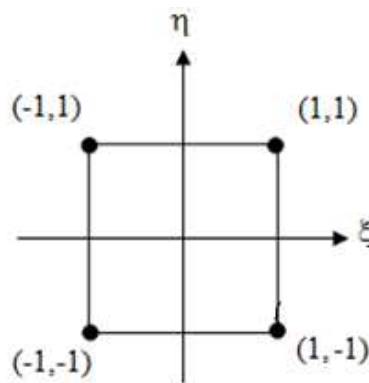


Figure V.4 : Elément de référence à quatre nœuds

Les fonctions d'interpolation d'un élément Q4 (voir la Figure V.3) :

$$N_1 = \frac{(1 - \xi)(1 - \eta)}{4}$$

$$N_2 = \frac{(1 - \xi)(1 + \eta)}{4}$$

$$N_3 = \frac{(1 + \xi)(1 + \eta)}{4}$$

$$N_4 = \frac{(1 + \xi)(1 - \eta)}{4}$$

$$\langle \mathbf{N} \rangle = \langle N_1 \ N_2 \ N_3 \ N_4 \rangle$$

$$\langle N \rangle = \frac{1}{4} \langle (1 - \xi)(1 - \eta); (1 - \xi)(1 + \eta); (1 + \xi)(1 + \eta); (1 + \xi)(1 - \eta) \rangle \tag{V.1}$$

V.3. ETAPES CARACTERISTIQUES D'ETUDE DES STRUCTURES PAR LA MEF :

V.3.1. Définition de domaine "V" [3] :

On choisit un ensemble des points, sur le domaine "V". Ces points peuvent éventuellement coïncider avec les nœuds d'interpolation. Puis nous remplaçons le domaine "V" par un ensemble d'éléments "Ve" de formes relativement simples. Chaque élément "Ve" doit être défini analytiquement de manière unique en fonction des coordonnées des nœuds géométriques qui appartiennent à cet élément.

La partition du domaine "V" en élément "Ve" doit respecter les deux règles suivantes :

- Deux éléments distincts ne peuvent avoir en commun que des points situés sur leur frontière commune, si elle existe cette condition exclut le recouvrement de deux éléments. Les frontières entre éléments peuvent être des points, des courbes ou des surfaces.
- L'ensemble de tous les éléments "Ve" doit constituer un domaine aussi proche que possible du domaine donné "V". Nous excluons en particulier les vides entre éléments.

$$V = \sum_e V^e \tag{V.2}$$

V.3.2. Représentation de la géométrie de chaque élément "Ve" [3] :

On utilise une transformation τ linéaire par rapport aux coordonnées $\{X_n\}$ des nœuds géométriques de l'élément réel "Ve"

$$\tau : \xi \quad x(\xi) = [\bar{N}(\xi)]\{\bar{X}_n\} \tag{V.3}$$

$$X(\xi, \eta) = \bar{N}_1(\xi, \eta)X_1 + \bar{N}_2(\xi, \eta)X_2 + \dots + \bar{N}_n(\xi, \eta)X_n = \langle \bar{N} \rangle \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \vdots \\ X_n \end{Bmatrix} \tag{V.4}$$

\bar{N}_i : Fonctions de transformation géométrique.

$\{ X_n \}$: Coordonnés des nœuds géométriques de l'élément réel "Ve"

$X(\xi)$: Coordonnés des nœuds géométrique de l'élément de référence "v_r".

V.3.3. Construction de la fonction $N(\xi)$ et $\bar{N}(\xi)$ [3] :

Les fonctions de transformation géométrique $\bar{N}(\xi)$ et les fonctions d'interpolation sur l'élément de référence $N(\xi)$ ont les mêmes propriétés, elles peuvent parfois être construites

directement à partir des polynômes classiques de type Lagrange ou Hermite.

Les polynômes de l'interpolation de Lagrange, dont l'expression générale est :

$$N_i^n = \prod_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^{n+1} \frac{x-x_j}{x_i-x_j} \tag{V.5}$$

$N_i^n(x)$: est un polynôme de degré n, qui passe par n points x_j ($j \neq i$) et vaut 1 au point restant x_i .

V.3.4. Calcul des matrices de rigidité de chaque élément $[k^e]$ [3] :

En se basant sur le principe des travaux virtuels, la matrice de rigidité d'un élément rectangulaire en coordonnées cartésiennes s'écrit :

$$[K^e] = \int_V [B]^T [D][B]dV = t \int_{-b}^b \int_{-a}^a [B]^T [D][B]dxdy \tag{V.6}$$

Par transformation d'intégrale on peut passer de l'intégration de la formule juste en dessus sur l'élément réel "Ve" à une intégration plus simple sur l'élément de référence "Vr" on obtient la formule suivante:

$$[K^e] = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} [B]^T [D][B]det|J|d\xi d\eta$$

$$dxdy = det|J|d\xi d\eta \tag{V.7}$$

[B] : matrice relie les déformations en x au variable nodale (déplacements).

[D] : matrice des propriétés physiques d'élément (E, v,...).

[J], det [J] : matrice jacobienne et son déterminant.

Matrice de jacobienne [J] d'un élément quadrilatéral à quatre nœuds:

$$x(\xi, \eta) = \langle N_1 \ N_2 \ N_3 \ N_4 \rangle \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \end{Bmatrix}$$

$$y(\xi, \eta) = \langle N_1 \ N_2 \ N_3 \ N_4 \rangle \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ y_4 \end{Bmatrix}$$

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix}$$

$$[J] = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} -(1-\eta) & -(1+\eta) & (1+\eta) & (1-\eta) \\ -(1-\xi) & (1-\xi) & (1+\xi) & -(1+\xi) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 & y_1 \\ x_2 & y_2 \\ x_3 & y_3 \\ x_4 & y_4 \end{bmatrix}$$

$$\det[J] = A_0 + A_1 \xi + A_2 \eta$$

$$A_0 = \frac{1}{8} [(Y_4 - Y_2)(X_3 - X_1) - (Y_3 - Y_1)(X_4 - X_2)]$$

$$A_1 = \frac{1}{8} [(Y_3 - Y_4)(X_2 - X_1) - (Y_2 - Y_1)(X_3 - X_4)]$$

$$A_2 = \frac{1}{8} [(Y_4 - Y_1)(X_3 - X_2) - (Y_3 - Y_2)(X_4 - X_1)]$$

V.3.5. Résolution du système d'équation globale :

Après l'assemblage, le système d'équations algébriques globales s'écrit :

$$[K]\{U_n\} = \{F\} \quad (\text{V.8})$$

- Modification de $[k]$ et $\{F\}$ pour prendre en compte les conditions aux limites.
- Triangularisation de $[k]$.
- Calculer de la solution U .

V.4. CONVERGENCE DE LA MEF [5] :

V.4.1. Types de convergence :

- **La convergence h :**

Par raffinement du maillage sans modification de l'interpolation, considérons un maillage donné d'éléments finis, on appelle h la dimension caractérise la taille géométrique d'un élément fini obtenue en subdivisant davantage le domaine en éléments toujours plus petits et chaque nouvelle division contient la précédente et on conserve pour les éléments de même type, la même approximation du champ de déplacement.

Si les critères de convergence sont remplis la solution approchée tend vers la solution exacte quand la taille des éléments tend vers zéro $h \rightarrow 0$ c'est le principe de la convergence h .

- **La convergence p :**

Par enrichissement de l'interpolation sans changement de maillage. Partons d'un maillage donné d'élément fini, on appelle P le degré des polynômes utilisés pour l'interpolation, on conserve le maillage choisi et on enrichit le champ approché des éléments en augmentant le degré P .

Alors si les critères de convergence sont satisfaits la solution approchée tend vers la solution exacte lorsque le degré de l'interpolation tend vers l'infini $P \rightarrow \infty$. C'est la technique de la convergence P .

V.4.2. Critères de convergence :

La convergence de la solution éléments finis vers la solution exacte au fur et à mesure que le nombre d'éléments augmente peut se faire soit de manière monotone soit de manière non monotone.

- **Convergence monotone :**

Les éléments doivent être complets et compatibles.

Elément complet :

Les fonctions de déplacement doivent être en mesure de représenter :

- Déplacement de corps rigide ;
- Etat de déformation constante ;

Elément compatible :

Les déplacements au sein des éléments et à travers les limites séparant les éléments doivent être continus. Physiquement la compatibilité assure qu'il n'y aura pas apparition d'espace ou vides entre éléments lorsque l'assemblage est chargé. La comptabilité est difficile à satisfaire lorsque les degrés de liberté aux nœuds sont dépendants.

- **Convergence non monotone :**

En pratique, nous remarquons souvent que la solution éléments finis converge vers la solution exacte malgré l'emploi d'éléments ne préservant pas la continuité inter éléments. Il s'agit dans ce cas de convergence non monotone due à l'utilisation d'éléments incompatibles.

V.5. ETAPES D'UN PROGRAMME D'ELEMENTS FINIS [1] :

Le tableau suivant résume les parties de base du programme d'ordinateur pour la résolution complète d'un problème par la méthode des éléments finis.

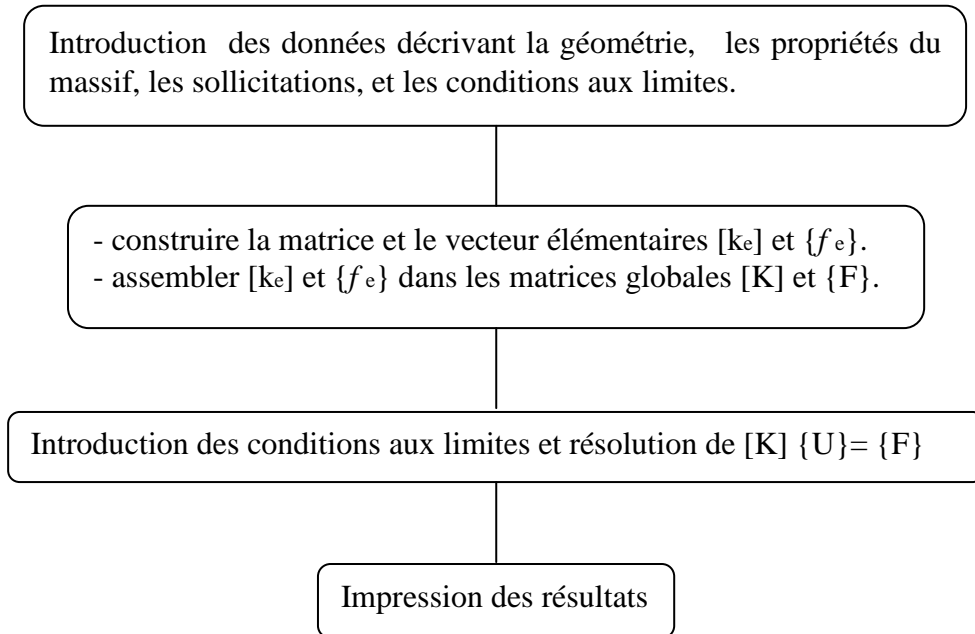


Tableau V.1 : Organigramme d'étapes caractéristiques d'un programme d'éléments finis [2]

CHAPITRE VI

LES APPLICATIONS

VI.1. ETUDE D'UN CAS HYPOTHETIQUE :

VI.1.1. Etude de convergence :

Avant d'aborder des considérations plus théoriques, il est indispensable de suivre concrètement le phénomène de convergence des déplacements et des contraintes. Pour cela la mesure la plus simple et la plus représentative que l'on peut faire est de suivre la convergence en différents points d'une section d'un tunnel.

On considère un tunnel creusé dans un massif homogène ayant les caractéristiques suivantes :

- Le rayon du tunnel $R=4\text{m}$
- La hauteur de couverture $H_c=24\text{m}$
- La hauteur totale $h_o=28\text{m}$
- Le rapport de géo-stationnarité $R. G. S = \frac{H_c}{2R} = \frac{H_c}{D} = \frac{24}{8} = 3$
- Le module de Young du massif $E=50\text{MPa}$
- Le coefficient du Poisson $\nu=0.3$
- La contrainte verticale est donné par : $\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q = 0.02 \times 28 = 0.56\text{MPa}$

Pour cette étude on a choisi pour la discrétisation du sol un modèle circulaire, car l'étude de convergence de la M.E.F ne dépend pas du modèle, elle dépend de la taille et du nombre d'éléments constituant le maillage.

VI.1.1.1. Les différents types du maillage :

On a pris comme maillage les modèles suivants :

Modèle 6X3 :

Le nombre des éléments est 18, La taille de chaque élément est de 8m.

Le nombre de nœuds est de 28, et le nombre de degrés de liberté est de 34m.

Modèle 12X6 :

Le nombre des éléments est 72, La taille de chaque élément est de 4m.

Le nombre de nœuds est de 91, et le nombre de degrés de liberté est de 139.

Modèle 24X12:

Le nombre des éléments est 288, la taille de chaque élément est de 2m

Le nombre de nœuds est de 325, et le nombre de degrés de liberté est de 565.

Modèle 48×24 :

Le nombre des éléments est 1152, la taille de chaque élément est de 1m.

Le nombre de nœuds est de 1225, et le nombre de degrés de liberté est de 2375.

Modèle (48×24) bis :

Le nombre des éléments est 1152, on a pris : 1 élément de 0.2m, 1 élément de 0.3m, 1 élément de 0.5m, 1élément de 0.7m, 16 élément de 1m, 1élément de 1.3m, 1 élément de 1.5m, 1 élément de 1.7m et 1 élément de 1.8m.

Le nombre de nœuds est de1225, et le nombre de degrés de liberté est de 2375.

Les valeurs des déplacements et des contraintes obtenues par MEF en clé de voute sont données dans le tableau suivant :

Nombre d'éléments	6×3=18	12×6=72	24×12=288	48×24=1152	(48×24) bis
$\Delta^{clé}$ (mm)	47.70	54.33	58.08	59.42	59.73
σ^{max} (MPa)	0.088	0.213	0.340	0.435	0.531

Tableau VI.1 : Les déplacements et les contraintes en fonction des éléments

Les courbes suivantes montrent l'allure de convergence des déplacements et des contraintes.

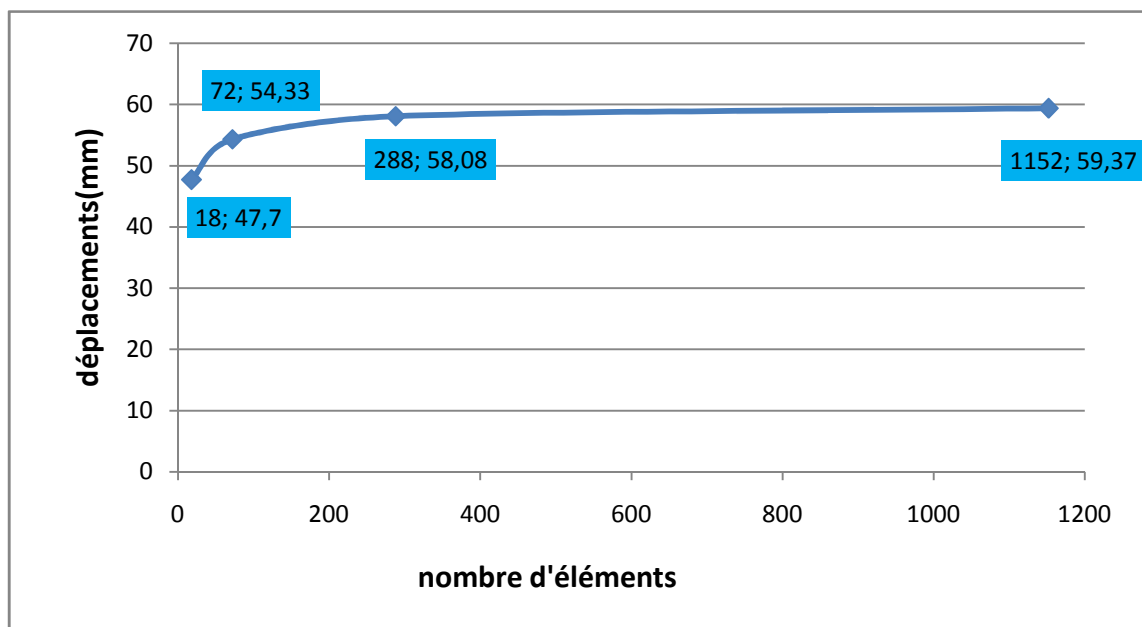


Figure VI.1 : La convergence des déplacements en fonction de nombre d'éléments

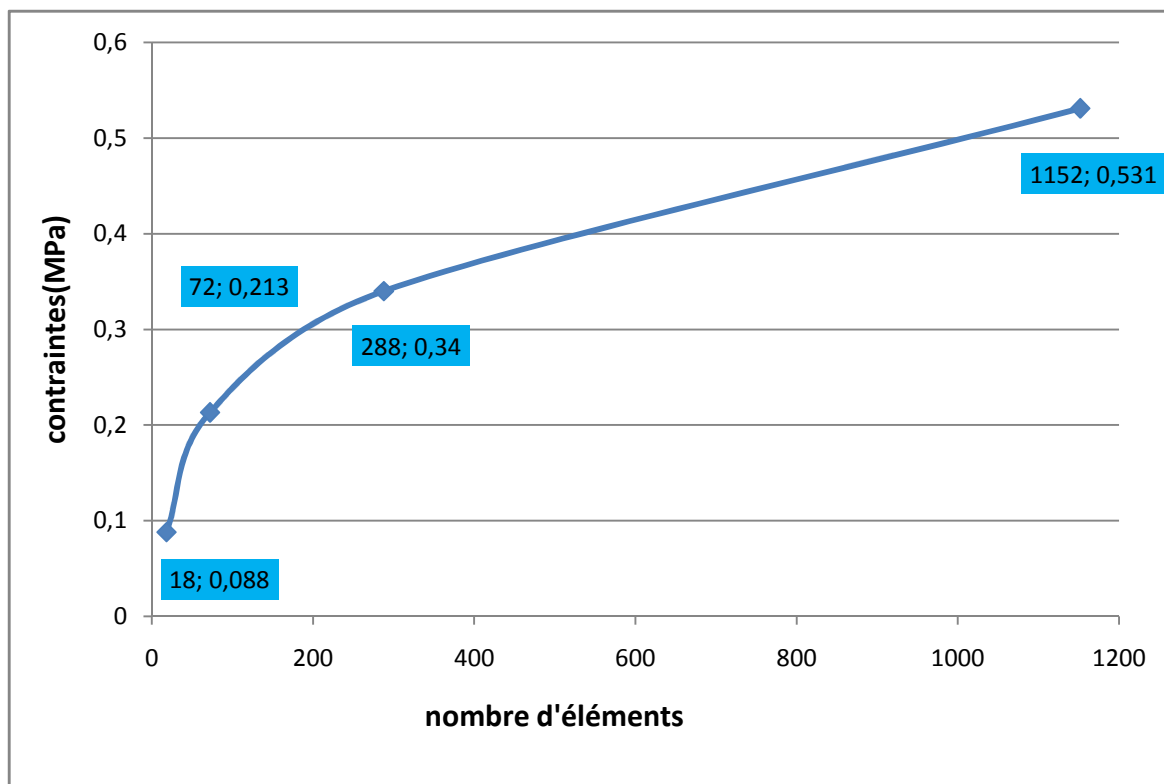


Figure VI.2 : La convergence des contraintes en fonction de nombre d'éléments

Les deux courbes montrent que la convergence du déplacement est plus rapide que celle de la contrainte. On a aussi constaté que plus le nombre d'éléments augmente, la solution se stabilise autour de la solution exacte.

VI.1.1.2. Les résultats théoriques :

En général, la solution analytique dans le domaine élastique en termes de déplacements [Pender 1980] pour un tunnel à grande profondeur, est donnée par la formule suivante :

$$\Delta^{th} = \frac{R \times \sigma_0^v (1 + \nu)}{E} \alpha$$

$$\alpha^{th} = 0.5 \left((1 + K_0) + 0.5(1 - K_0)(3 - 4\nu) \right)$$

Δ^{th} est le déplacement élastique en clé de voûte, σ_0^v est la contrainte initiale verticale, K_0 est le coefficient des terres au repos, (E , ν) sont les constantes élastiques du massif et α est le coefficient d'anisotropie ($\alpha = 1$ dans le cas isotrope).

$$\Delta^{th} = \frac{R \times \sigma_0^v (1 + \nu)}{E}$$

Le déplacement théorique à la clé de voute :

$$\Delta^{th} = \frac{(1+0.3)}{50} \times 0.56 \times 4 = 58.24\text{mm}$$

La contrainte théorique est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{th}^{clé} = \sigma_0 \times \left(1 - \frac{R}{H_0^2}\right)$$

$$\sigma_{th}^{clé} = 0.56 \times \left(1 - \frac{16}{784}\right) = 0.5486 \text{ MPa}$$

Remarque :

Le déplacement théorique est pour un tunnel de grande profondeur, alors les résultats obtenus par éléments finis sont plus crédibles.

VI.1.1.3. Etude de convergence des modèles étudiés :

Le but de cette étude est de déterminer un modèle de référence pour les calculs, pour cela on a comparé les résultats obtenus avec le modèle circulaire et le modèle rectangulaire. On a pris le même tunnel cité précédemment et on a varié le rayon du tunnel (4, 3, 2.5) correspondant à des (R.G.S) égaux à (3, 4.16, 5.1), ensuite on a calculé le déplacement à la clé de voute supérieure, en radier et en clé de voute inférieure. Le maillage utilisé est le modèle (48×24) bis.

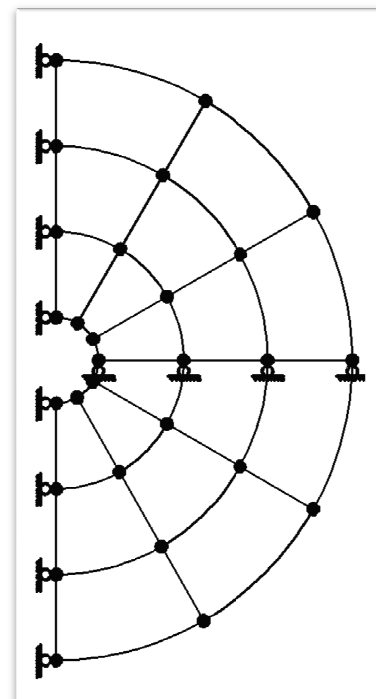
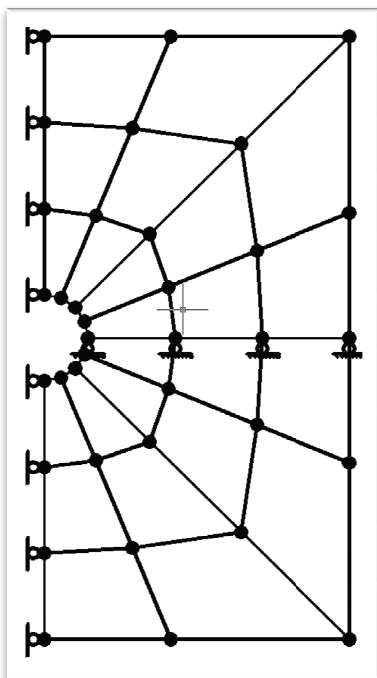


Figure VI.3 : Modèle rectangulaire (M.R.)

Figure VI.4 : Modèle circulaire (M.C.)

VI.1.1.3.1. Les résultats obtenus par éléments finis :

- **Cas isotrope** : le coefficient des terres au repos $k_0=1$

Les valeurs des déplacements et des contraintes obtenues par éléments finis sont représentés dans le tableau suivant :

Modèle		R.G.S		
		3	4.16	5.1
MC	$\Delta^{clé\ sup}(mm)$	59.73	44.17	36.56
	$\Delta^{rad}(mm)$	59.74	44.17	36.57
	$\Delta^{clé\ inf}(mm)$	59.74	44.17	36.57
MR	$\Delta^{clé\ sup}(mm)$	61.54	44.99	37.05
	$\Delta^{rad}(mm)$	55.05	42.21	35.43
	$\Delta^{clé\ inf}(mm)$	54.54	41.93	35.26

Tableau VI.2 : Les déplacements et les contraintes obtenus par MEF

VI.1.1.3.2. Les résultats théoriques :

- Le déplacement à la clé de voute supérieure pour le tunnel de rayon $R=4m$

$$\Delta^{th} = \frac{(1+0.3)}{50} \times 0.56 \times 4 = 58.24mm$$

$$\Delta^{th}=58.24mm$$

L'erreur est calculée par la formule suivante :

$$e^{\Delta}(\%) = \frac{|\Delta^{th} - \Delta^{MEF}|}{\Delta^{MEF}}$$

$$e^{\Delta}(\%) = \frac{59.73-58.24}{59.73} = 2.49 \text{ Pour le modèle circulaire}$$

$$e^{\Delta}(\%) = \frac{61.54-58.24}{61.54} = 5.36 \text{ Pour le modèle rectangulaire}$$

$$\text{Le rapport de géo-stationnarité } R.G.S = \frac{Hc}{2R} = \frac{Hc}{D} = \frac{24}{8} = 3$$

- Le déplacement à la clé de voute supérieure pour le tunnel de rayon $R=3m$

$$\Delta^{th} = \frac{(1+0.3)}{50} \times 0.56 \times 3 = 43.68mm$$

$$\Delta^{th}=43.68mm$$

$$e^{\Delta}(\%) = \frac{44.17-43.68}{44.17} = 1.1 \text{ Pour modèle circulaire}$$

$$e^{\Delta}(\%) = \frac{44.99-43.68}{44.99} = 2.91 \text{ Pour le modèle rectangulaire}$$

$$R.G.S = \frac{Hc}{2R} = \frac{25}{6} = 4.16$$

- Le déplacement à la clé de voute supérieure pour le tunnel de rayon R=2.5m

$$\Delta^{th} = \frac{(1+0.3)}{50} \times 0.56 \times 2.5 = 36.40\text{mm}$$

$$\Delta^{th} = 36.40\text{mm}$$

$$e^{\Delta}(\%) = \frac{36.56-36.40}{36.56} = 0.43 \text{ Pour modèle circulaire}$$

$$e^{\Delta}(\%) = \frac{37.05 - 36.40}{37.05} = 1.75 \text{ Pour le modèle rectangulaire}$$

$$R.G.S = \frac{Hc}{2R} = \frac{25.5}{5} = 5.1$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Modèle \ R.G.S		3	4.16	5.1
		MC	$\Delta^{clé\ sup}$ (mm)	59.73
Δ^{rad} (mm)	59.74		44.17	36.57
$\Delta^{clé\ inf}$ (mm)	59.74		44.17	36.57
e^{Δ} (%)	2.49		1.12	0.43
MR	$\Delta^{clé\ sup}$ (mm)	61.54	44.99	37.05
	Δ^{rad} (mm)	55.05	42.21	35.43
	$\Delta^{clé\ inf}$ (mm)	54.54	41.93	35.26
	e^{Δ} (%)	5.36	2.99	1.75

Tableau VI.3 : Les valeurs du déplacement avec MC et MR

Interprétation des résultats :

En examinant les résultats obtenus on constate que le modèle circulaire donne des résultats appréciables par rapport au modèle rectangulaire.

On remarque aussi que pour des valeurs de R.G.S grandes l'erreur est moins importante pour les deux modèles.

- **Cas anisotrope :** le coefficient des terres au repos $K_0=0.5$

A fin de comparer le coefficient d'anisotropie obtenu par le rapport des déplacements calculés avec M.E.F et la valeur donnée par la formule théorique, on a évalué le déplacement au niveau de la clé de voute.

La valeur théorique de coefficient d'anisotropie est donnée par la formule suivante :

$$\alpha^{th} = 0.5((1 + K_0) + 0.5(1 - K_0)(3 - 4\nu))$$

Pour $K_0=0.5$ et $\nu=0.3$

$$\alpha^{th} = 1.2$$

La valeur de coefficient d'anisotropie MEF est donnée par la formule suivante :

$$\alpha^{MEF} = \frac{\Delta^{clé} (anisotrope)}{\Delta^{clé} (isotrope)}$$

$$\alpha^{MEF} = \frac{74.33}{59.73} = 1.244 \text{ Pour le modèle circulaire}$$

$$\alpha^{MEF} = \frac{72.37}{61.54} = 1.176 \text{ Pour le modèle rectangulaire}$$

L'erreur est calculée par la formule suivante

$$e^\alpha(\%) = \frac{\alpha^{théo} - \alpha^{MEF}}{\alpha^{théo}}$$

$$e^\alpha(\%) = \frac{1.244-1.2}{1.2} = 3.66 \text{ Pour le modèle circulaire}$$

$$e^\alpha(\%) = \frac{1.2-1.176}{1.2} = 2 \text{ Pour le modèle rectangulaire}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Les déplacements	Modèle circulaire	Modèle rectangulaire
$\Delta^{\text{clé sup}}$ (mm)	74.33	72.37
Δ^{rad} (mm)	15.27	17.01
$\Delta^{\text{clé inf}}$ (mm)	74.33	64.74
α^{MEF}	1.244	1.176
$e_{0\%}^{\alpha}$	3.66	2
α^{th}	1.2	

Tableau VI.4 : Les déplacements et les valeurs de coefficient d'anisotropie

Interprétation des résultats :

Le modèle rectangulaire donne un coefficient d'anisotropie juxte de la valeur théorique par rapport au modèle circulaire.

VI.1.1.3.3. Conclusion :

Cette étude nous a permis de conclure que le modèle circulaire est meilleur que le modèle rectangulaire.

VI.1.2. Résolution d'un problème type par la MEF :

Ce test constitue un exemple de mise en œuvre d'une méthodologie globale pour la simulation bidimensionnelle du creusement et du soutènement d'un tunnel.

Pour valider la démarche sur la base d'une solution analytique simple, on est amené à faire des hypothèses restrictives sur la géométrie du problème, le comportement des matériaux (élastique linéaire) et le champ de contrainte initial (isotrope). La solution analytique est donnée par la méthode dite « convergence-confinement », classique pour ce type de modélisation 2D.

Une particularité des calculs d'excavation par éléments finis est la nécessité de mettre en œuvre un modèle de calcul. En effet, un déroulement classique de la modélisation peut se résumer par les étapes suivantes :

- **étape 1 :** initialisation de la contraintes (chargement total) est à définir car c'est lui qui conditionne le chargement de l'ouvrage souterrain. il peut être connu par une relation simple.

$$\sigma_0 = \sum \gamma_i h_i + q$$

- **étape 2** : Déconfinement du massif pour simuler l'excavation progressive et l'éloignement du front de taille, dans ce cas les forces d'excavation multipliée par un coefficient de déconfinement λ sans soutènement.
- **étape 3** : éventuelle pose d'un soutènement / revêtement et fin du déconfinement.

La loi rhéologique des matériaux :

Si tous les matériaux en présence sont élastiques, on détermine E et ν pour chaque élément. Même si le calcul est mené en élasticité il est intéressant de donner un critère de rupture (C et ϕ) 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.

Maillage :

Le modèle est bidimensionnel, la symétrie ou l'antisymétrie du problème permet de traiter que la moitié de 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.

Pour cette étude on a choisi le modèle circulaire (48×24) qui comporte 1152 éléments ces éléments sont rectangulaire avec des nœuds aux 4 sommets, la taille des éléments augmente en s'éloignant de la zone d'excavation dont les dimensions sont respectivement les suivantes : 1 élément de 0.2m, 1 élément de 0.3m, 1 élément de 0.5m, 1 élément de 0.7m, 16 éléments de 1m, 1 élément de 1.3m, 1 élément de 1.5m, 1 élément de 1.7m et 1 élément de 1.8m.

Le nombre de nœuds est de 1225, et le nombre de degrés de liberté est de 2375.

Les caractéristiques de maillage sont présentées dans le tableau suivant :

NXE	NYE	N	W	NN	RN	NL	GP
48	24	2375	99	1225	75	95	2

Tableau VI.5 : Les caractéristiques de maillage

NXE : le nombre d'éléments radiaux

NYE : le nombre d'éléments axiaux

N : le nombre de degré de liberté actif

W : largeur de la bande ; $W=(R+1)^2-1$

R : la plus grande différence

NN : nombre des nœuds

RN : les nœuds avec condition aux limites

NL : le degré de liberté actif des nœuds chargés

GP : nombre du Gauss

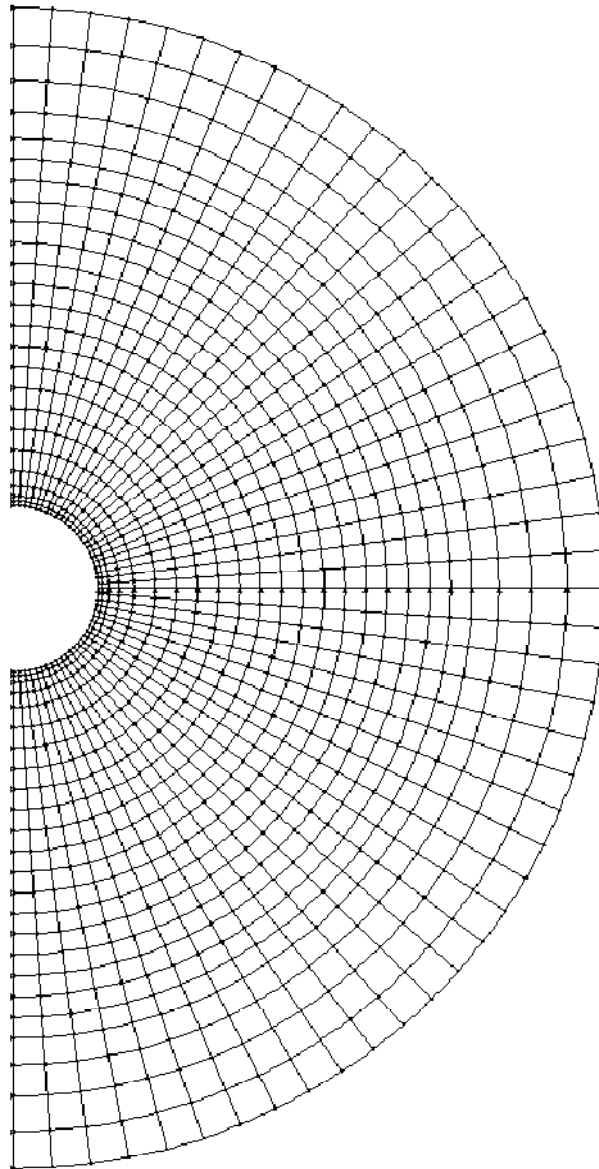


Figure VI.5 : Maillage (48×24) bis

VI.1.3. Etude du tunnel avec la méthode convergence-confinement :

VI.1.3.1. Courbe caractéristique du terrain :

- Les caractéristiques du soutènement :

Le rayon du tunnel $R=4\text{m}$

La distance de pose de soutènement est de $d=1\text{m}$

La distance entre-axes des HEB est $a=1\text{m}$

Béton projeté :

- L'épaisseur de béton projeté est de $e=20\text{cm}$,
 $e_1 = e - 4\text{cm} = 16\text{cm}$
- La section de béton :
- $b_1 = \frac{a}{2} + \frac{b}{2} + x = \frac{100}{2} + \frac{14}{2} + 13 = 70\text{cm}$
 $A_b = e_1 * b_1 = 1120\text{cm}^2$.
- $f_{c28}=25\text{MPa}$
- $\bar{\sigma}_b=15\text{MPa}$
- $\nu=0.2$
- $E_b = 32000\text{MPa}$

HEB 140

- $A=43\text{cm}^2$
- $I=1509\text{cm}^4$
- $h=b=140\text{mm}$
- $\bar{\sigma}_c = 240\text{MPa}$
- $E_c = 2.1 \times 10^5\text{MPa}$

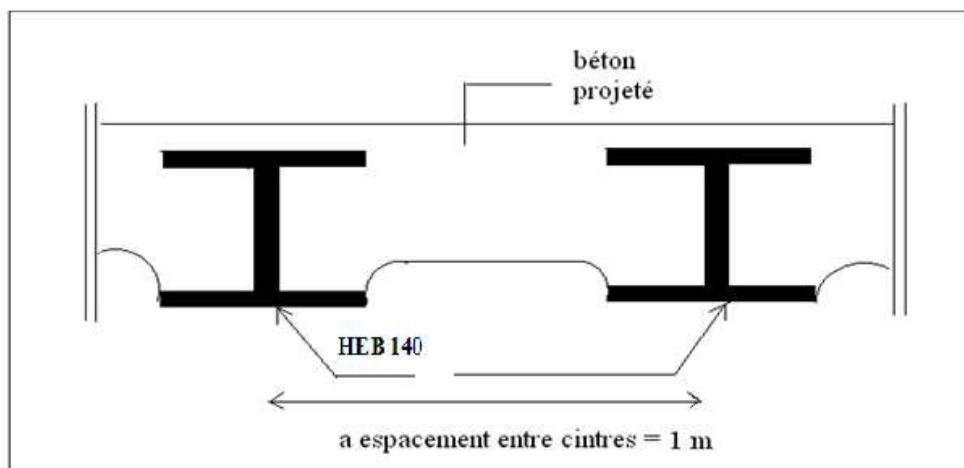


Figure VI.6 : Coupe de soutènement provisoire [8]

Pour une structure mixte (béton-acier), on calcule les caractéristiques équivalentes :

Rigidité axiale :

$$E_{eqa}^b = \frac{E_s * A_s * E_b * A_b}{a * e}$$

$$E_{eqa}^b = \frac{2.1 \times 10^5 \times 43 \times 10^{-4} + 32000 \times 0.112}{1 \times 0.20} = 22435 \text{ MPa}$$

$$E_{eqa}^b = 22435 \text{ MPa}$$

Rigidité flexionnelle :

$$E_{eqf}^b = \frac{12}{a \times e^3} \left(E_s \times I_s + \frac{E_b \times b_1 \times e_1^3}{12} \right)$$

$$E_{eqf}^b = \frac{12}{1 \times (0.2)^3} \left(2.1 \times 10^5 \times 1.509 \times 10^{-5} + \frac{32000 \times 0.7 \times (0.16)^3}{12} \right) = 16222.15 \text{ MPa}$$

$$E_{eqf}^b = 16222.15 \text{ MPa}$$

$$E_{eq}^{moy} = \frac{E_{eqa}^b \times E_{eqf}^b}{2} = \frac{22435 + 16222.15}{2} = 19328.57 \text{ MPa}$$

$$E_{eq}^{moy} = 19328.57 \text{ MPa}$$

- **Calcul de taux de déconfinement :**

La valeur du taux de déconfinement est en fonction de la distance du front de taille et de la rigidité relative du soutènement.

$$2G = \frac{E}{1 + \nu} = \frac{50}{1 + 0.3} = 38.46 \text{ MPa}$$

$$k_{sn} = \frac{K_{sn}}{2G} = \frac{1666.67}{38.46} = 43.33$$

Le rapport entre la distance du front de taille et le rayon est :

$$\frac{d}{R} = \frac{1.5}{5.1} = 0.29$$

Le taux de déconfinement est donnée par la méthode de BERNAUD-ROUSSET : $\lambda d = 0.43$

- **Chargement total :**

$$F_{app} = \sigma_0 = 0.56 \text{ MPa}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\begin{cases} \Delta^{clé} = 59.73 \text{ mm} \\ \sigma^{max} = 0.531 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Déconfinement partiel (cours terme) :**

$$P_{id} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = (1 - 0.43) \times 0.56 = 0.3192$$

$$F_{app} = \lambda_d \sigma_0 = 0.43 \times 0.56 = 0.2408 \text{ MPa}$$

$$P_{id} = \mathbf{0.3192 \text{ MPa}}$$

$$F_{app} = \mathbf{0.2408 \text{ MPa}}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\begin{cases} \Delta^{clé} = 25.69 \text{ mm} \\ \sigma^{max} = 0.2285 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Le point de plasticité :**

$$P_{ip} = \frac{2\sigma_0 - H_p(K_p - 1)}{K_p + 1}$$

$$\varphi = 24^\circ$$

$$C = 30 \text{ KN/m}^2$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 2.371$$

$$H_p = \frac{C}{\tan \varphi} = 67.381/\text{m}^2$$

$$P_{ip} = \frac{2 \times 0.56 - 0.067381 \times (2.371 - 1)}{2.371 + 1} = 0.254 \text{ MPa}$$

$$P_{ip} = \mathbf{0.254 \text{ MPa}}$$

Les valeurs nécessaires pour le tracé de la courbe de convergence sont représentées dans le tableau suivant :

Déplacement U_i (mm)	Contrainte P_i (MPa)
0	0.56
25.69	0.1855
59.73	0

Tableau VI.6 : Les valeurs de la courbe de convergence

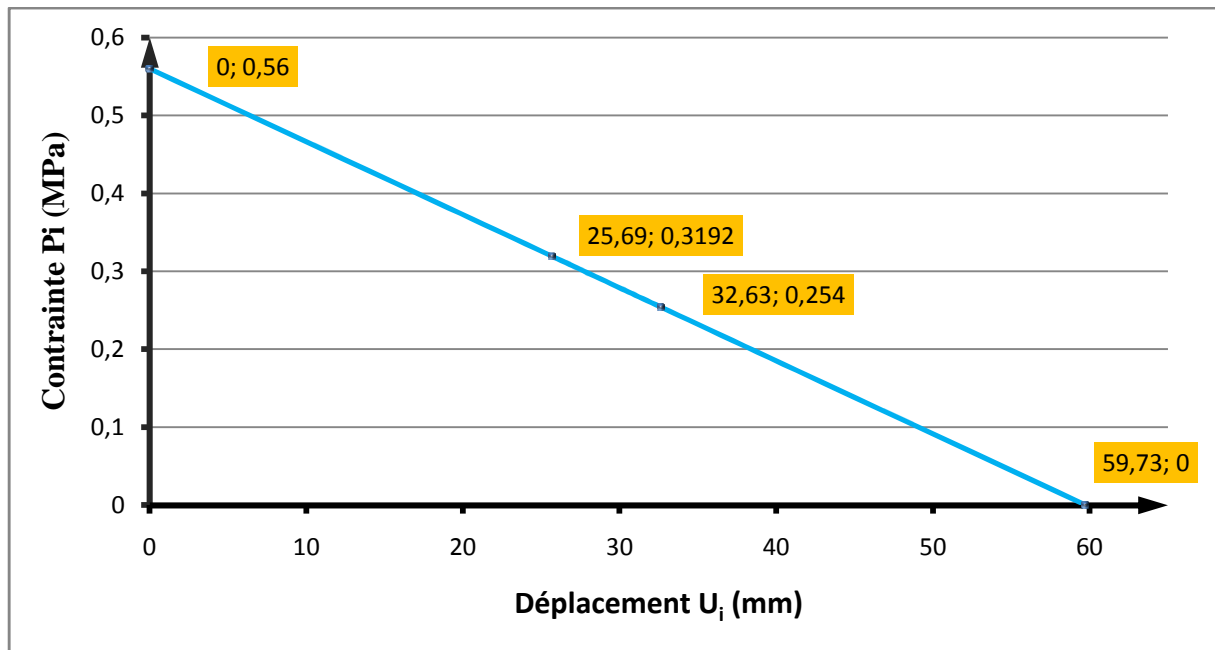


Figure VI.7 : Courbe caractéristique du massif (convergence)

À l'état initial σ_0 le déplacement U_i de la paroi de la cavité est nul et puis en diminuant la contrainte P_i on provoque un déplacement U_i correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation.

Le déplacement U_{ip} qui correspond à la contrainte $P_{ip} = 0.18 \text{ MPa}$ est déterminé à partir de graphe, on a trouvé

$$U_{ip} = 32.63 \text{ mm}$$

$$(U_{ip}; P_{ip}) = (32.63 \text{ mm} ; 0.254 \text{ MPa})$$

- **Phase d'activation des éléments de soutènement :**

Dans ce cas le soutènement est une structure mixte composé de béton projeté et de cintre métallique HEB 140

$$F_{app} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = 0.3192 \text{ MPa}$$

$$F_{app} = 0.3192 \text{ MPa}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta^{clé} = 1.27 \text{ mm} \\ \sigma^{max} = 0.1515 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les déplacements par MEF sont calculés par la formule suivante :

$$\{U_{i+1}\} = \{U_i\} + \{\Delta U_i\}$$

$$\{U_{i+1}\} = 25.69 + 1.27 = 26.96 \text{ mm}$$

VI.1.3.2. Courbe caractéristique du soutènement :

Béton projeté :

$$K_{sn} = \frac{E_b}{1 - \nu^2} \times \frac{e}{R}$$

$$K_{sn} = \frac{32000}{1 - (0.2)^2} \times \frac{0.2}{4} = 1666.67 \text{ MPa}$$

K_{sn} : La raideur du béton

$$\sigma_s^{max} = \bar{\sigma}_b \frac{e}{R}$$

$$\sigma_s^{max} = 15 \times \frac{0.2}{4} = 0.75 \text{ MPa}$$

σ_s^{max} : La contrainte maximale du béton

Le cintre (HEB 140) :

$$K_{cn} = \frac{E_c A_c}{aR}$$

$$K_{cn} = \frac{2.1 \times 10^5 \times 43 \times 10^{-4}}{1 \times 4} = 225.75 \text{ MPa}$$

K_{cn} : La raideur du cintre

$$\sigma_c^{max} = \frac{\bar{\sigma}_c A_c}{aR}$$

$$\sigma_c^{max} = \frac{240 \times 43 \times 10^{-4}}{1 \times 4} = 0.258 \text{ MPa}$$

σ_c^{max} : La contrainte maximale du cintre

La structure mixte Béton-Cintre :

$$\sigma_{s+c}^{max} = \sigma_s^{max} + \sigma_c^{max}$$

$$\sigma_{s+c}^{max} = 0.75 + 0.258 = 1.008 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s+c}^{max} = 1.008 \text{ MPa}$$

Le déplacement maximal est donné par :

$$U_{s+c}^{max} = \sigma_{s+c}^{max} \frac{R}{K_{sn} + K_{cn}}$$

$$U_{s+c}^{max} = 0.895 \times \frac{4}{1666.67 + 225.75} = 2.13 \text{ mm}$$

$$U_{s+c}^{max} = 2.13 \text{ mm}$$

Les valeurs nécessaires pour le tracé de la courbe de convergence sont représentées dans le tableau suivant :

Déplacement U_i (mm)	Contrainte P_i (MPa)
0	0
2.13	1.008

Tableau VI.7 : Les valeurs de la courbe de confinement



Figure VI.8 : la courbe caractéristique du soutènement (confinement)

Pour avoir l'équilibre terrain-soutènement on a tracé la courbe de confinement et de convergence sur le même graphe. Puisque le soutènement est mis en place qu'après un certain temps après l'excavation, son chargement par le terrain ne commence que lorsque le déplacement de celui-ci est déjà u_{s0} .

VI.1.3.3. Équilibre terrain-soutènement :

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du soutènement donne l'état d'équilibre du tunnel.

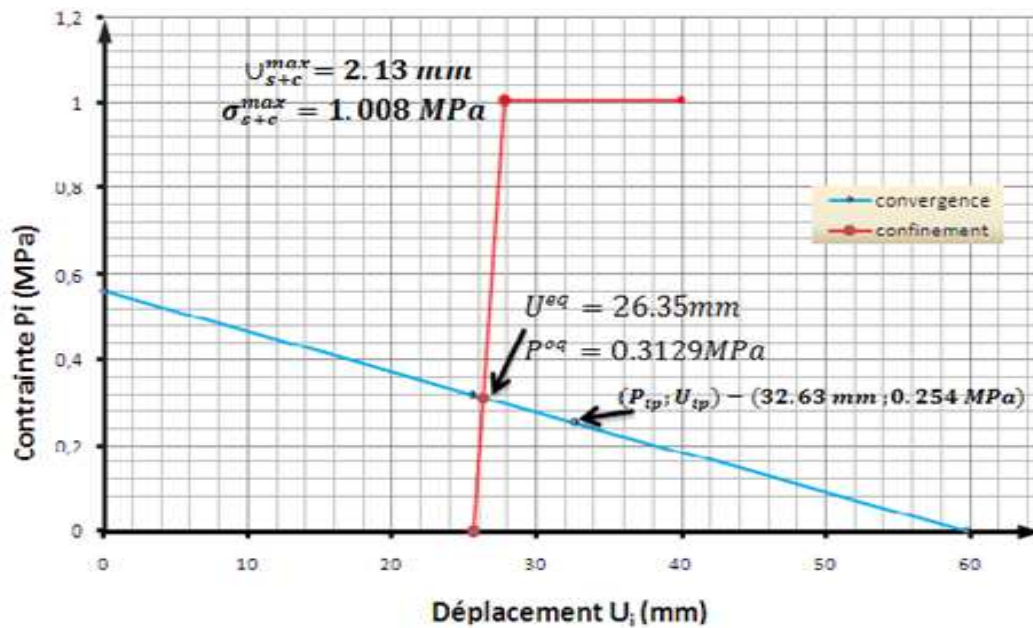


Figure VI.9 : la courbe de convergence-confinement

Équilibre final, qui résulte de l'intersection entre les deux courbes est obtenu au point suivant :

$$\begin{cases} U^{eq} = 26.35mm \\ P^{eq} = 0.3129MPa \end{cases}$$

Calcul théorique de M. PANET (pour une structure mixte) :

$$P_{\acute{e}q} = \frac{K_{sn}}{1+K_{sn}}(1-\lambda_d) \sigma_0$$

$$U_{\acute{e}q} = \frac{R}{2G} \frac{(1+\lambda_d K_{sn})}{1+K_{sn}} \sigma_0$$

$$K_{sn} = \frac{E^{\acute{e}q}}{1-\nu^2} \frac{e}{R} = \frac{22435}{1-0.04} \frac{0.2}{4} = 1168.49 MPa$$

$$k_{sn} = \frac{K_{sn}}{2G} = \frac{1168.49}{38.46} = 30.38$$

$P_{\acute{e}q}$: C'est la pression de soutènement à l'équilibre

$U_{\acute{e}q}$: C'est le déplacement radial à l'équilibre

$$P_{\acute{e}q} = \frac{30.38}{1+30.38}(1-0.43) 0.56 = 0.309 MPa$$

$$U_{\acute{e}q} = \frac{4}{38.46} \frac{(1+0.43 \times 30.38)}{1+30.38} 0.56 = 26.10 mm$$

$$(U_{\acute{e}q} ; P_{\acute{e}q}) = (26.10mm; 0.309MPa)$$

Remarque :

Du moment que le massif est considéré homogène et l'état des contraintes initiales isotrope, le point d'équilibre du tunnel soutenu obtenu par la théorie de M.PANET est identique au point d'équilibre obtenu graphiquement et par MEF.

On récapitule les résultats trouvés graphiquement, par M.E.F. et M.PANET pour les différents types de chargement dans le tableau suivant :

déplacements	$\Delta^{clé\ sup}$ (mm)	Δ^{rad} (mm)	$\Delta^{clé\ inf}$ (mm)	σ^{max} (MPa)
Chargement total	74.33	15.27	74.33	0.531
Déconfinement partiel	25.69			0.2285
Soutènement sans C.A.L	1.27			0.1515
Equilibre de M.Panet	$(P_{\acute{e}q} ; U_{\acute{e}q}) = (0.309\text{MPa}; 26.10\text{mm})$			
Equilibre par M.E.F	$(P_{\acute{e}q} ; U_{\acute{e}q}) = (0.310\text{ MPa} ; 26.96\text{ mm})$			
Equilibre par le graphe	$(P_{\acute{e}q} ; U_{\acute{e}q}) = (0.3129\text{ MPa}; 26.35\text{ mm})$			

Tableau VI.8 : Récapitulatif des résultats

VI.1.4. Conclusion :

Dans Cette application, on a abordé toutes les notions essentielles à notre étude afin d'entamer les études ultérieurs sans aucune ambiguïté.

A cet effet, nous avons d'abord étudié la convergence des déplacements et des contraintes, cette étude a permis de conclure que la convergence des déplacements est rapide par rapport aux contraintes, puis on a étudié la convergence des modèles, celle-ci a permis de mettre en évidence la supériorité du modèle circulaire (M.C.) par rapport au modèle rectangulaire (M.R.).

Enfin on a procédé à l'étude du tunnel avec la méthode convergence-confinement, l'utilisation des équations de [Panet 1995] pour la détermination du point d'équilibre ($P_{\acute{e}q}$, $U_{\acute{e}q}$) du tunnel, ont fourni de très bons résultats en comparant à ceux obtenus graphiquement et par M.E.F.

VI.2. ETUDE DE TUNNEL DE LYON :

VI.2.1. Présentation de la ligne D du métro lyonnais :

La ligne D du métro de Lyon est une ligne du réseau métropolitain de Lyon. Cette quatrième ligne sur pneumatiques, dont le premier tronçon a été ouvert en 1991, relie aujourd'hui la station Gare de Vaise, dans le nord-ouest de Lyon, à la station Gare de Vénissieux.

Avec une longueur de 12,6 km, elle constitue une voie de communication « est-ouest » importante pour l'agglomération lyonnaise, transitant par le quartier historique du Vieux Lyon, le centre de la place Bellecour et le quartier des hôpitaux Grange Blanche : c'est la ligne de métro la plus fréquentée du réseau, ainsi que la plus fréquentée de province, avec 91,8 millions de voyageurs en 2006 et jusqu'à 296 595 personnes par jour.

MAGGALY (Métro Automatique à Grand Gabarit de l'Agglomération Lyonnaise) est un nom de code désignant à la fois le système automatique de la ligne, et la ligne D elle-même, lors de sa construction.

Chronologie :

- 4 septembre 1991 : mise en service en conduite manuelle de la ligne entre Gorge de Loup et Grange Blanche.
- 31 août 1992 : mise en service du pilotage automatique intégral sur cette première section.
- 11 décembre 1992 : prolongement de Grange Blanche à Gare de Vénissieux.
- 28 avril 1997 : prolongement de Gorge de Loup à Gare de Vaise.
- Début septembre 2008 : mise en service d'une nouvelle rame prototype (dans le but d'un réaménagement complet des rames qui débutera au deuxième trimestre 2009).

Les origines de la ligne :

En 1977, le schéma présenté par la Société d'Economie Mixte du Métropolitain de Lyon (SEMALY) incluait déjà la desserte de l'agglomération lyonnaise d'ouest en est. Il était alors prévu que la future ligne D relie Saint-Jean Vieux-Lyon à Grange-Blanche, avec un prolongement ultérieur au centre-ville de Vénissieux.

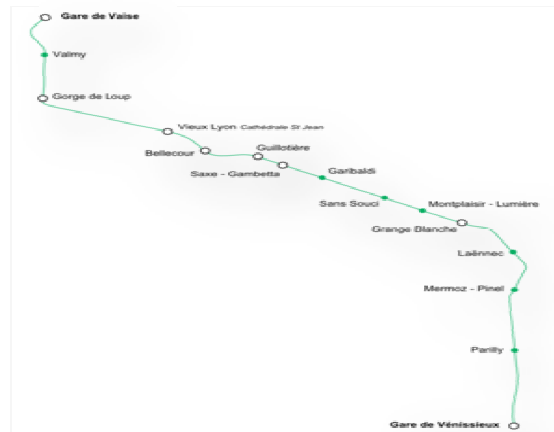


Figure VI.10 : La ligne D du métro de Lyon [13]

Les renseignements globaux sur la ligne D du métro de Lyon sont présentés dans le tableau suivant :

Réseau	Métro de Lyon
Année d'ouverture	1991
Dernière extension	28 avril 1997
Exploitant	TCL
Conduite (système)	Automatique (MAGGALY)
Matériel utilisé	MPL 85
Points d'arrêt	15
Longueur	12,6 km
Distance moyenne entre points d'arrêt	900 m
Communes des services	Lyon Vénissieux
Fréquentation	98,4 millions

Tableau VI.9 : Renseignements globaux sur la ligne D du métro de Lyon [13]

Tracé et station de la ligne D :**Figure VI.11 : Tracé géographique de la ligne D [13]**

Cette ligne, qui est entièrement souterraine et même localement la plus profonde a été construite selon deux techniques :

- en tunnel bitube (un tube par voie) foré entre la gare de Vaise et Guillotière (avec un passage sous le Rhône, la Saône, et la colline de Fourvière)
- en tranchée couverte de Guillotière à la Gare de Vénissieux.

Elle naît à la gare de Vaise, dans un pôle d'échanges intermodal construit à la place de l'ancienne gare qui dessert le nord-ouest de l'agglomération (notamment les quartiers lyonnais de la Duchère et Saint Rambert, ainsi que les communes des Monts d'Or.

Le tracé s'oriente alors globalement au sud, en suivant la voie ferrée puis la rue de Bourgogne. À partir de la place Valmy, le tracé s'oriente plein sud sous la rue du sergent Michel Berthet.

La station Gorge de Loup, construite en limite sud de la zone densément construite de Vaise, dessert un deuxième pôle d'échanges important desservant tout l'ouest de l'agglomération.

Après une courbe assez marquée, le tracé s'infléchit au sud-est, direction que la ligne va garder pendant la plus grande partie de la traversée de Lyon. Le tunnel s'enfonce assez profondément sous la colline de Fourvière, en une grande ligne droite sans station de 1700 mètres environ. L'implantation à grande profondeur de la station *Vieux Lyon* permet ensuite la traversée sous-fluviale de la Saône par un tunnel bitube, qui enserme le quai central de la station Bellecour, située à l'est de la place, perpendiculairement sous la celle de la ligne A. Le tunnel continue en traversée sous-fluviale du Rhône avant de remonter sous le cours Gambetta.

La ligne suit ensuite une longue ligne droite, en tranchée couverte à faible profondeur sous les cours Gambetta puis Albert Thomas, à l'exception de quelques cas particuliers : elle passe au-dessus de la ligne B, mais en dessous de la section enterrée de la rue Garibaldi et d'un collecteur d'eaux usées, puis de la tranchée de la Guillotière de la voie ferrée.

Les caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant le terrain sont données dans le tableau suivant :

Nature du terrain	Caractéristiques du terrain	Hauteur(m)
Remblai	$\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$ $E=7.8 \text{ MPa}$ $C=30 \text{ KN/m}^2$	5.6
Limon beige	$\gamma=1.95 \text{ t/m}^3$ $E=7.3 \text{ MPa}$ $C=12 \text{ KN/m}^2$	3.6
Limon ocre	$\gamma=2.1 \text{ t/m}^3$ $E=7.3 \text{ MPa}$ $C=15 \text{ KN/m}^2$	2.6
Argile grise	$\gamma=1.65 \text{ t/m}^3$ $E=4.2 \text{ MPa}$ $C=35 \text{ KN/m}^2$	2.1
Sable gris	$\gamma=2.1 \text{ t/m}^3$ $E=28 \text{ MPa}$ $C=5 \text{ KN/m}^2$	2.5
Argile violacé	$\gamma=1.85 \text{ t/m}^3$ $E=13.75 \text{ MPa}$ $C=35 \text{ KN/m}^2$	0.7
Sable et gravier	$\gamma=2.1 \text{ t/m}^3$ $E=28 \text{ MPa}$ $C=0 \text{ KN/m}^2$	19.1

Tableau VI.10 : Caractéristiques géotechniques des couches constituant le terrain

VI.2.2. Etude de tunnel de Lyon avec M.E.F :

L'étude porte sur section transversale du tunnel, dont le massif se compose de plusieurs couches de caractéristiques mécaniques différentes. Les modèles adoptés est (M.R.) dissymétrique constitué de 1152 éléments finis quadrilatères à quatre nœuds (Q4), d'un nombre total de nœuds égal à 1225 et respectivement 2351 degrés de liberté actifs. La profondeur du tunnel à son axe $H_0=14.5\text{m}$, le rayon du tunnel $R= 3.15\text{m}$ et La contrainte verticale est donné par : $\sigma_v = \sum \gamma_i h_i$

$$\sigma_v = 0.018 \times 5.6 + 0.0195 \times 3.6 + 0.021 \times 2.6 + 0.0165 \times 2.1 + 0.021 \times 0.6$$

$$\sigma_v = 0.2728 \text{ MPa}$$

VI.2.2.1. Le maillage :

Pour la discrétisation de sol on a choisi le modèle rectangulaire dissymétrique (48×24) constitué de 1152 éléments, la taille des éléments augmente en s'éloignant de la zone d'excavation dont les dimensions sont respectivement les suivantes : 4 élément de 0.2m, 1 élément de 0.25m, 2 éléments de 0.3m, 3 éléments de 0.4m, 4 élément de 0.5m, 5 éléments de 0.6m, 5 éléments de 0.7m

Le rapport de géo-stationnarité :

$$R.G.S = \frac{Hc}{2R} = \frac{Hc}{D} = \frac{18.52}{6.3} = 2.94$$

Le nombre de nœuds est de 1225, et le nombre de degrés de liberté est de 2351.

Les caractéristiques de maillage sont présentées dans le tableau suivant :

NXE	NYE	N	W	NN	RN	NL	GP
48	24	2351	99	1225	83	96	2

Tableau VI.11 : Les caractéristiques de maillage

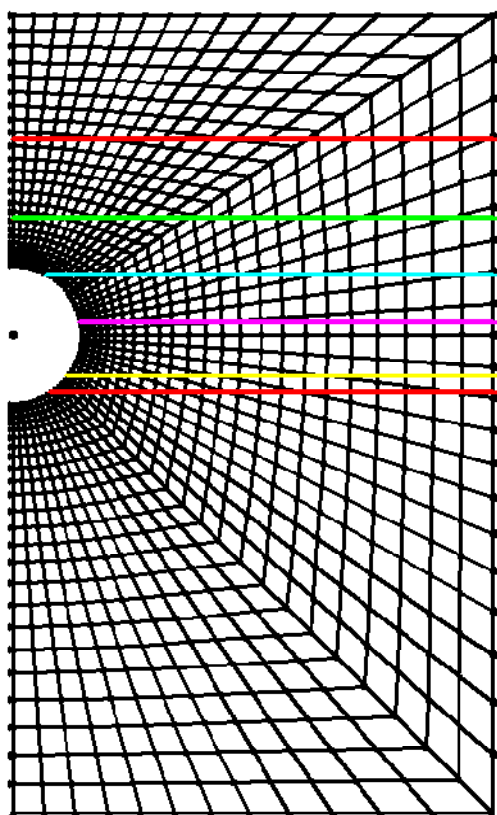


Figure VI.14 : Maillage (48×24) rectangulaire

VI.2.2.2. Les résultats obtenus par éléments finis :

On calcule la contrainte, le déplacement en surface, à la clé de voute supérieure, en radier et en clé de voute inférieure.

Les résultats obtenus par élément finis sont présentés dans le tableau suivant :

Les déplacements	Modèle rectangulaire (48×24)
$\Delta^{\text{clé sup}}$ (mm)	214.7
Δ_H^{rad} (mm)	61.74
Δ_V^{rad} (mm)	31.33
$\Delta^{\text{clé inf}}$ (mm)	26.01
Δ^1 (mm)	79.23
σ^{max} (MPa)	0.2588

Tableau VI.12 : Les déplacements et les contraintes obtenus par MEF

D'après les résultats obtenus on constate que le déplacement est très important à la clé de voute supérieure du à la faible rigidité du terrain.

VI.2.2.3. Homogénéisation de terrain :

Une technique d'homogénéisation est proposée pour appliquer la méthode de convergence confinement d'une manière concrète dans les sols stratifiés. Cette technique consiste à homogénéiser les couches deux à deux, puis calculer et corriger la moyenne des valeurs trouvées on proposant les relations suivantes :

$$E_1^{\text{moy}} = \frac{E_1 \times h_1 + 0.5 \times E_2 \times h_2}{h_1 + 0.5 \times h_2}$$

$$E_i^{\text{moy}} = \frac{E_i \times h_i + E_{i+1} \times h_{i+1}}{h_i + h_{i+1}} \quad (i \neq 1, n)$$

$$E_i^{\text{moy}} = \frac{0.5 \times E_{n-1} \times h_{n-1} + E_n \times h_n}{0.5 \times h_{n-1} + h_n}$$

$$E_{eq} = \frac{\sum E_i^{\text{moy}}}{n - 1}$$

$$E_{eq}^c = E_{eq} \left(1 + \frac{E_1 - E_{eq}}{\sum E_i} \right)$$

E_i^{moy} : Le module d'Young moyen des couches ;

E_{eq} : Le module d'Young équivalent des couches ;

E_{eq}^c : Le module d'Young équivalent des couches avec une correction ;

Dans ce cas, on a procédé à l'homogénéisation de la couche ou le tunnel est creusé, le module d'Young obtenu est ajouté à la partie inférieure de massif proportionnellement à la hauteur.

Calcul des modules d'Young équivalents

Le tunnel est creusé dans les couches suivantes :

- une couche de limon ocre de 0.45 m ;
- une couche d'argile grise de 2.1 m ;
- une couche de sable gris de 2.5 m ;
- une couche d'argile violacée de 0.7 m ;
- une couche de sable et gravier de 0.55 m ;

$$E_1 = \frac{28 \times 0.55 + 13.75 \times 0.5 \times 0.7}{0.55 + 0.5 \times 0.7} = 22.45 \text{ MPa}$$

$$E_2 = \frac{0.7 \times 0.5 \times 13.75 + 28 \times 0.5 \times 2.5}{0.7 \times 0.5 \times 0.5 \times 2.5} = 24.88 \text{ MPa}$$

$$E_3 = \frac{0.5 \times 2.5 \times 28 + 0.5 \times 2.1 \times 4.2}{0.5 \times 2.5 \times 2.1} = 17.13 \text{ MPa}$$

$$E_4 = \frac{0.5 \times 2.1 \times 4.2 + 0.45 \times 7.3}{0.45 + 0.5 \times 2.1} = 5.13$$

$$E_{eq} = \frac{22.45 + 24.88 + 17.13 + 5.13}{4} = 17.39 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{E_{eq} = 17.39 \text{ MPa}}$$

Homogénéisation de la partie inférieure (sable+couche équivalente calculé précédemment) :

$$E_{eq} = \frac{17.39 \times 6.3 + 28 \times 18.55}{24.85} = 25.31 \text{ MPa}$$

$$E_{eq}^c = 25.31 \left\{ 1 + \frac{17.39 - 25.31}{17.39 + 28} \right\} = 20.89 \text{ MPa}$$

Homogénéisation de la partie supérieure, elle est constituée des couches suivantes :

- une couche de limon ocre de 2.15 m ;
- une couche de limon beige de 3.6 m ;
- une couche de remblai de 5.6 m ;

$$E_1^{\text{sup}} = \frac{2.15 \times 7.3 + 0.5 \times 3.6 \times 7.3}{2.15 + 0.5 \times 3.6} = 7.3 \text{ MPa}$$

$$E_2^{\text{sup}} = \frac{0.5 \times 3.6 \times 0.5 \times 5.6 \times 7.8}{5.6 + 0.5 \times 3.6} = 7.67 \text{ MPa}$$

$$E_{eq} = \frac{7.3 + 7.67}{2} = 7.48 \text{ MPa}$$

$$E_{eq}^c = 7.48 \left\{ 1 + \frac{7.3 - 7.48}{7.3 + 7.8 + 7.3} \right\} = 7.42 \text{ MPa}$$

Les déplacements et la contrainte obtenus par l'homogénéisation des couches sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Homogénéisation avec correction		Homogénéisation sans correction
$\Delta^{\text{clé sup}}$ (mm)	149.3	141.6
Δ_H^{rad} (mm)	55.24	47.29
Δ_V^{rad} (mm)	29.7	27.47
$\Delta^{\text{clé inf}}$ (mm)	35.75	28.80
σ^{max}	0.2517	0.2514

Tableau VI.13 : Déplacement et contrainte dans le cas d'homogénéisation

Cette technique d'homogénéisation a donné des résultats assez loin par rapport à ceux obtenus dans le cas hétérogène, les propriétés des couches sont très différentes ce que ne nous permis pas d'obtenir un bon modèle homogénéisé, qui donne des résultats suffisantes.

VI.2.3. Etude du tunnel avec la méthode convergence-confinement :

VI.2.3.1. Courbe caractéristique du terrain :

- **Les caractéristiques du soutènement :**

Le rayon du tunnel $R=3.15\text{m}$

La distance de pose de soutènement est de $d=1\text{m}$

La distance entre-axes des HEB est $a=1\text{m}$

Béton projeté :

- L'épaisseur de béton projeté est de $e=20\text{cm}$,
 $e_1 = e - 4\text{cm} = 16\text{cm}$

- La section de béton :
- $b_1 = \frac{a}{2} + \frac{b}{2} + x = \frac{100}{2} + \frac{14}{2} + 13 = 70\text{cm}$
 $A_b = e_1 * b_1 = 1120\text{cm}^2$.
- $f_{c28} = 25\text{MPa}$
- $\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$
- $\nu = 0.2$
- $E_b = 32000\text{MPa}$

HEB 140 :

- $A = 43\text{cm}^2$
- $I = 1509\text{cm}^4$
- $h = b = 140\text{mm}$
- $\bar{\sigma}_c = 240\text{MPa}$
- $E_c = 2.1 \times 10^5\text{MPa}$

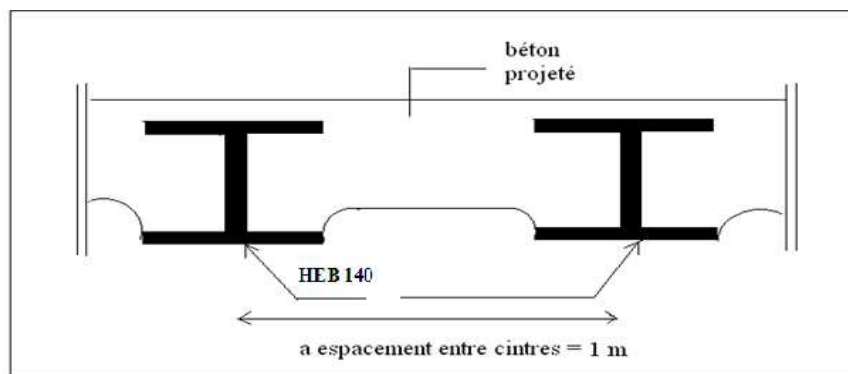


Figure VI.15 : Coupe de soutènement provisoire [8]

Pour une structure mixte (béton-acier), on calcule les caractéristiques équivalentes :

Rigidité axiale :

$$E_{eqa}^b = \frac{E_s * A_s * E_b * A_b}{a * e}$$

$$E_{eqa}^b = \frac{2.1 \times 10^5 \times 43 \times 10^{-4} + 32000 \times 0.112}{1 \times 0.20} = 22435\text{MPa}$$

$$E_{eqa}^b = 22435\text{MPa}$$

Rigidité flexionnelle :

$$E_{eqf}^b = \frac{12}{a * e^3} \left(E_s * I_s + \frac{E_b * b_1 * e_1^3}{12} \right)$$

$$E_{eqf}^b = \frac{12}{1 \times (0.2)^3} \left(2.1 \times 10^5 \times 1.509 \times 10^{-5} + \frac{32000 \times 0.7 \times (0.16)^3}{12} \right) = 16222.15\text{MPa}$$

$$E_{eq}^{moy} = \frac{E_{eqa}^b * E_{eqf}^b}{2} = \frac{22435 + 16222.15}{2} = 19328.57\text{MPa}$$

- **Calcul de taux de déconfinement :**

La valeur du taux de déconfinement est en fonction de la distance du front de taille et de la rigidité relative du soutènement.

$$2G = \frac{E}{1 + \nu} = \frac{17.39}{1 + 0.3} = 13.37 \text{ MPa}$$

$$k_{sn} = \frac{K_{sn}}{2G} = \frac{2116.4}{13.37} = 158.29$$

Le rapport entre la distance du front de taille et le rayon est :

$$\frac{d}{R} = \frac{1.5}{3.15} = 0.31$$

Le taux de déconfinement est donnée par la méthode de BERNAUD-ROUSSET : $\lambda_d = 0.53$

- **Chargement total**

$$F_{app} = \sigma_0 = 0.2728 \text{ MPa}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\begin{cases} \Delta^{clé} = 214.7 \text{ mm} \\ \sigma^{max} = 0.2588 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Déconfinement partiel (cours terme)**

$$P_{id} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = (1 - 0.53) \times 0.2728 = 0.1282$$

$$F_{app} = \lambda_d \sigma_0 = 0.53 \times 0.2728$$

$$P_{id} = \mathbf{0.1282 \text{ MPa}}$$

$$F_{app} = \mathbf{0.1445 \text{ MPa}}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\begin{cases} \Delta^{clé} = 113.7 \text{ mm} \\ \sigma^{max} = 0.1370 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les valeurs nécessaires pour le tracé de la courbe de convergence sont représentées dans le tableau suivant :

Déplacement U_i (mm)	Contrainte P_i (MPa)
0	0.2728
113.7	0.1282
214.7	0

Tableau VI.14 : Les valeurs de la courbe de convergence

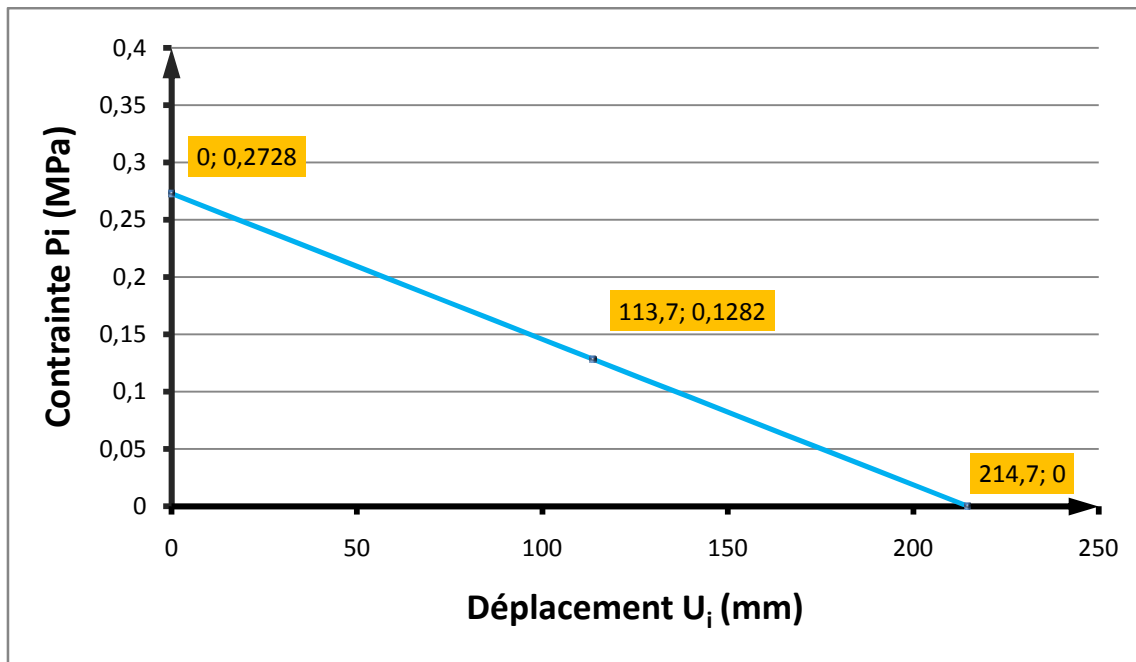


Figure VI.16 : Courbe caractéristique du massif (convergence)

À l'état initial σ_0 le déplacement U_i de la paroi de la cavité est nul et puis en diminuant la contrainte P_i on provoque un déplacement U_i correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation.

- Phase d'activation des éléments de soutènement sans C.A.L :

$$F_{app} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = 0.1282MPa$$

$$F_{app} = 0.1282MPa$$

On a trouvé les résultats suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta^{clé} = 0.6534 \text{ mm} \\ \sigma^{\max} = 0.065 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Le déplacement obtenu par MEF sans C.A.L est calculé par la formule suivante :

$$\{U_{i+1}\} = \{U_i\} + \{\Delta U_i\}$$

$$\{U_{i+1}\} = 113.7 + 0.6534 = 114.353 \text{ mm}$$

VI.2.3.2. Courbe caractéristique du soutènement :

Calcul pour la structure mixte (béton-cintre) :

Béton projeté :

$$K_{sn} = \frac{E_b}{1 - \nu^2} \times \frac{e}{R}$$

$$K_{sn} = \frac{32000}{1 - (0.2)^2} \times \frac{0.2}{3.15} = 2116.4MPa$$

K_{sn} : La raideur du béton

$$\sigma_s^{max} = \bar{\sigma}_b \frac{e}{R}$$

$$\sigma_s^{max} = 15 \times \frac{0.2}{3.15} = 0.952 \text{ MPa}$$

σ_s^{max} : La contrainte maximale du béton

Le cintre (HEB 140) :

$$K_{cn} = \frac{E_c A_c}{aR}$$

$$K_{cn} = \frac{2.1 \times 10^5 \times 43 \times 10^{-4}}{1 \times 3.15} = 286.67 \text{ MPa}$$

K_{cn} : La raideur du cintre

$$\sigma_c^{max} = \frac{\bar{\sigma}_c A_c}{aR}$$

$$\sigma_c^{max} = \frac{240 \times 43 \times 10^{-4}}{1 \times 3.15} = 0.3276 \text{ MPa}$$

σ_c^{max} : La contrainte maximale du cintre

La structure mixte Béton-Cintre :

$$\sigma_{s+c}^{max} = \sigma_s^{max} + \sigma_c^{max}$$

$$\sigma_{s+c}^{max} = 0.952 + 0.3276 = 1.2796 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s+c}^{max} = 1.2796 \text{ MPa}$$

Le déplacement maximal est donné par :

$$U_{s+c}^{max} = \sigma_{s+c}^{max} \frac{R}{K_{sn} + K_{cn}}$$

$$U_{s+c}^{max} = 1.2796 \times \frac{3.15}{2116.4 + 286.67} = 1.677 \text{ mm}$$

$$U_{s+c}^{max} = 1.677 \text{ mm}$$

Les valeurs nécessaires pour le tracé de la courbe de convergence sont représentées dans le tableau suivant :

Déplacement U_i (mm)	Contrainte P_i (MPa)
0	0
1.677	1.2796

Tableau VI.15 : Les valeurs de la courbe de confinement

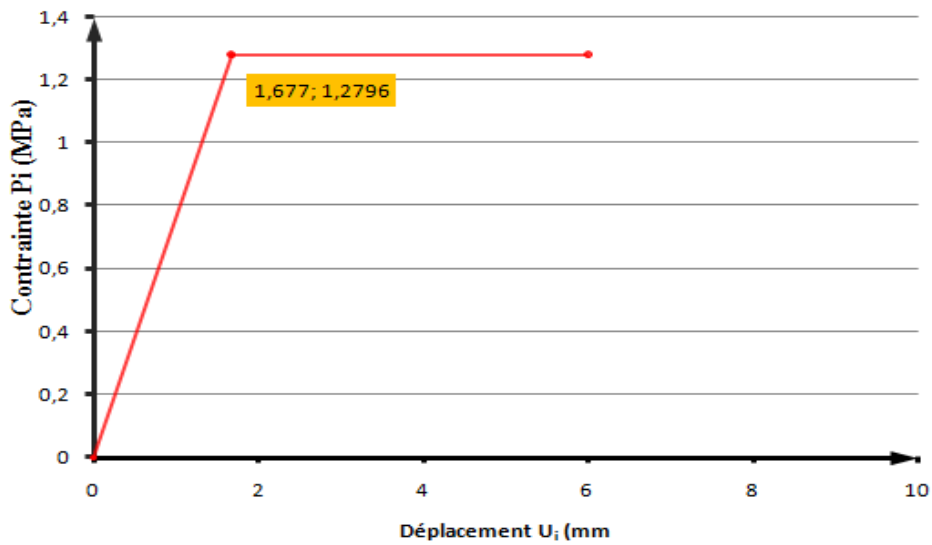


Figure VI.17 : La courbe caractéristique du soutènement (confinement)

Pour avoir l'équilibre terrain-soutènement on a tracé la courbe de confinement et de convergence sur le même graphe. Puisque le soutènement est mis en place qu'après un certain temps après l'excavation, son chargement par le terrain ne commence que lorsque le déplacement de celui-ci est déjà u_{s0} .

VI.2.3.3. Équilibre terrain-soutènement :

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du soutènement donne l'état d'équilibre du tunnel.

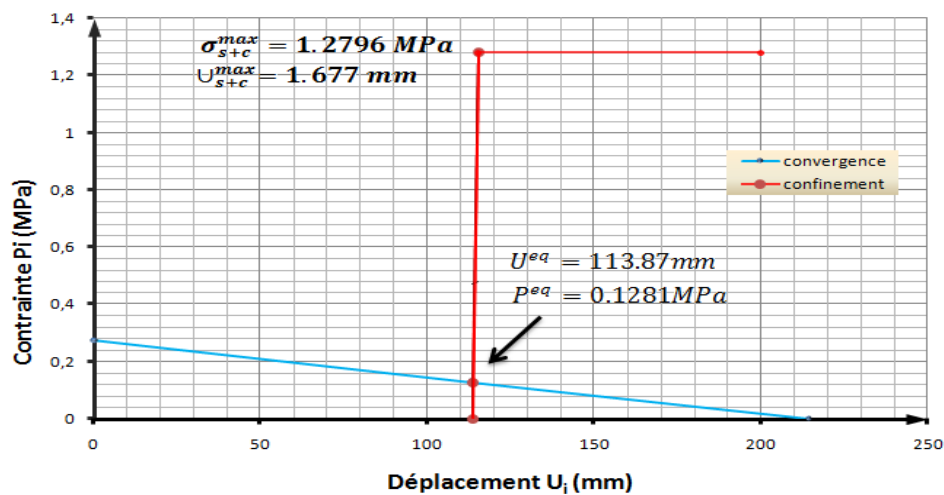


Figure VI.18 : La courbe de convergence-confinement

Équilibre final, qui résulte de l'intersection entre les deux courbes est obtenu au point suivant :

$$\begin{cases} U^{eq} = 113.87 \text{ mm} \\ P^{eq} = 0.1281 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul théorique de M. PANET (pour une structure mixte) :

$$P_{\acute{e}q} = \frac{K_{sn}}{1+K_{sn}}(1-\lambda_d) \sigma_0$$

$$U_{\acute{e}q} = \frac{R}{2G} \frac{(1+\lambda_d K_{sn})}{1+K_{sn}} \sigma_0$$

$$K_{sn} = \frac{E_{\acute{e}qa}^b}{1-\nu^2} \times \frac{e}{R}$$

$$K_{sn} = \frac{22435}{1-(0.2)^2} \times \frac{0.2}{3.15} = 1483.79 \text{ MPa}$$

$$k_{sn} = \frac{K_{sn}}{2G} = \frac{1483.79}{13.37} = 110.98$$

$$P_{\acute{e}q} = \frac{110.98}{1+110.98}(1-0.53) 0.2728 = 0.1271 \text{ MPa}$$

$$U_{\acute{e}q} = \frac{3.15}{13.37} \frac{(1+0.53 \times 110.98)}{110.98+1} 0.2728 = 34.33 \text{ mm}$$

$$(P_{\acute{e}q} ; U_{\acute{e}q}) = (0.1271 \text{ MPa}; 34.33 \text{ mm})$$

Remarque :

Le point d'équilibre du tunnel soutenu obtenu par la théorie de M. Panet est loin par rapport au point d'équilibre obtenu graphiquement et par MEF.

On récapitule les résultats trouvés graphiquement, par M.E.F. et M. PANET pour les différents types de chargement dans le tableau suivant :

déplacements	$\Delta^{\text{clé sup}}$ (mm)	$\Delta_{\text{H}}^{\text{rad}}$ (mm)	$\Delta^{\text{clé inf}}$ (mm)	σ^{max} (MPa)
Chargement total	214.7	61.74	26.01	0.2588
Déconfinement partiel	113.7			0.1370
Soutènement sans C.A.L	114.353			0.065
Equilibre de M.Panet	$(P_{\acute{e}q} ; U_{\acute{e}q}) = (0.1271 \text{ MPa}; 34.33 \text{ mm})$			
Equilibre par M.E.F	$(P_{\acute{e}q} ; U_{\acute{e}q}) = (0.1279 \text{ MPa} ; 114.385 \text{ mm})$			
Equilibre par le graphe	$(P_{\acute{e}q} ; U_{\acute{e}q}) = (0.1281 \text{ MPa}; 113.87 \text{ mm})$			

Tableau VI.16 : Récapitulatif des résultats

VI.2.4. Conclusion :

Dans le cadre de cette application, on a étudié un tunnel creusé dans un massif multicouche, les résultats obtenus montrent clairement que l'homogénéisation donne des résultats non satisfaisants car les caractéristiques mécaniques des couches sont différentes.

On remarque aussi que l'équilibre final dépend des étapes de déconfinement et les différentes conditions aux limites.

Il est à noter aussi que l'utilisation des équations de M.PANET pour le calcul analytique de point d'équilibre ($P_{\acute{e}q}$; $U_{\acute{e}q}$) dans ce cas (tunnel creusé dans plusieurs couches ayant des caractéristiques très différentes) donne des résultats non satisfaisantes.

VI.3. ETUDE D'UN TUNNEL AVEC UNE NAPPE PHREATIQUE :

VI.3.1. Description du projet :

On propose dans ce travail un tunnel soutenu par un revêtement béton situé à $H_C = 15$ mètres au-dessous de la surface du sol. Un réseau de boulons à la périphérie de la section de l'excavation vient compléter le soutènement de l'ouvrage, ces boulons sont mis en place en même temps que le revêtement. La figure VII.1 présente l'ouvrage dans sa configuration finale.

Le tunnel retenu a une section circulaire de rayon maximal $R = 5$ m, situé à une profondeur de $H_0 = 20$ m. Le terrain environnant est composé de 4 couches distinctes. La partie haute du domaine (z de 0 à 7 m) est constituée d'une argile molle dont les caractéristiques mécaniques sont médiocres. Sous cette couche d'argile on retrouve une couche de sable dense de 3 m d'épaisseur. Sous cette couche de sable dense, on retrouve successivement une couche d'argile raide de 10 m d'épaisseur puis une couche de sable de 25m d'épaisseur, sur les quelles le tunnel est creusé.

Synthèse des éléments géologiques :

Le terrain encaissant du tunnel est constitué des couches de sols suivantes:

- argile molle
- sable dense
- argile raide
- sable

Le profile de sol est représenté sur la figure suivante :

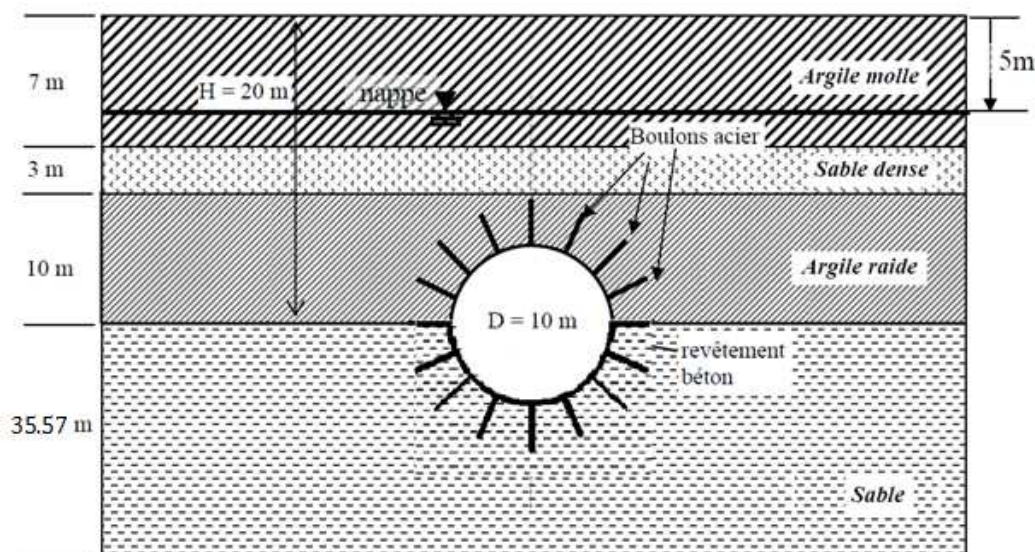


Figure VI.19 : Profil de sol [10]

Les caractéristiques géotechniques du massif sont données dans le tableau suivant :

couches	Module de Young E(MPa)	Coefficient de poisson ν	Poids de sol saturé γ_{sat} (kN/m ³)	Poids de sol humide γ_{sat} (kN/m ³)
Argile molle	1	0,3	-	15
			18	-
Sable dense	80	0,3	20	-
Argile raide	10	0,3	18.5	-
Sable	28	0,3	21	-

Tableau VI.17 : Caractéristiques de terrain [10]

VI.3.2. Calcul par la méthode des éléments finis :

Maillage :

Pour la discrétisation de sol on a choisi le modèle rectangulaire dissymétrique (92×30) constitué de 2760 éléments dont les dimensions sont respectivement les suivantes : 1 élément de 0.2m, 1 élément de 0.3m, 26 élément de 0.5m, 1élément de 0.7m, 1élément de 0.8m.

Le rapport de géo-stationnarité :

$$R.G.S = \frac{H'_C}{2R} = \frac{H'_C}{D} = \frac{30.57}{10} = 3.057$$

Le nombre de nœuds est de 2883, le nombre de degrés de liberté est de 5619.

Les caractéristiques de maillage sont présentées dans le tableau suivant :

N_{EX}	N_{EY}	N	W	NN	RN	NL	GP	H'_0 (m)	H'_C (m)	b_0 (m)
92	30	5619	187	2883	123	184	2	35.57	30.57	35.57

Tableau VI.18 : Caractéristiques de maillage

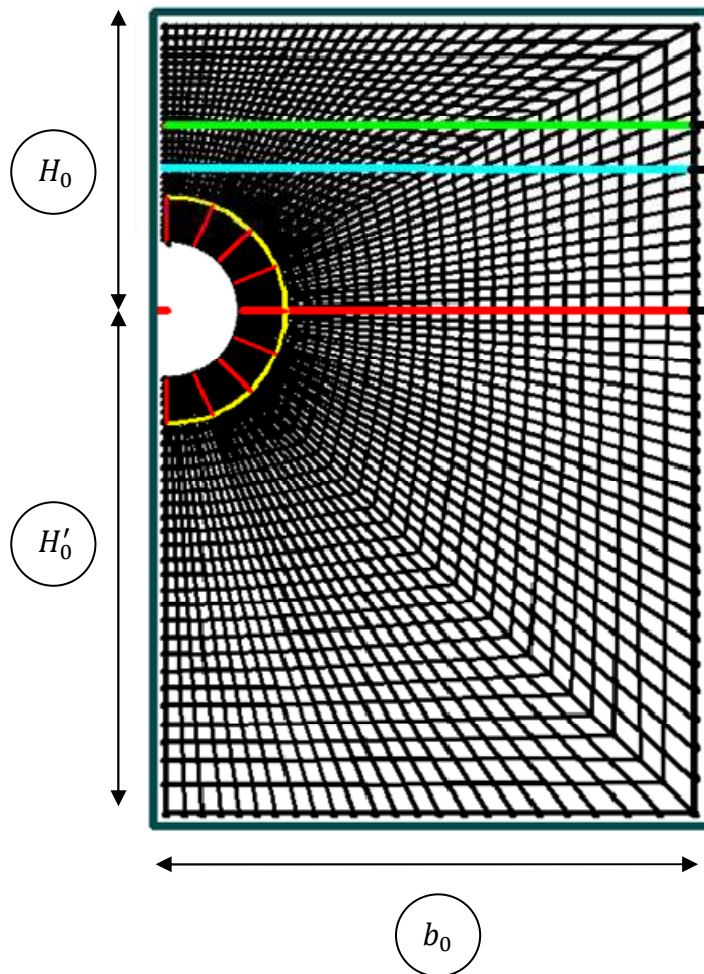


Figure VI.20 : Maillage (92×30) rectangulaire

Calcul des contraintes :

La contrainte totale est donnée par l'équation suivante:

$$\sigma_t = \sum \gamma_i h_i$$

$$\sigma_t = 15 \times 5 + 18 \times 2 + 20 \times 3 + 18.5 \times 10 = 356 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_t = 0.356 \text{ MPa}$$

La pression interstitielle est calculée par la formule suivante :

$$\mu = \gamma_w \times h_0$$

$$\mu = \gamma_w \times h_0 = 10 \times 15 = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu = 0.150 \text{ MPa}$$

Contrainte effective est déduite

$$\sigma' = \sigma_t - \mu = 0.356 - 0.150 = 0.206 \text{ MPa}$$

Les diagrammes des contraintes sont présentés sur la figure suivante :

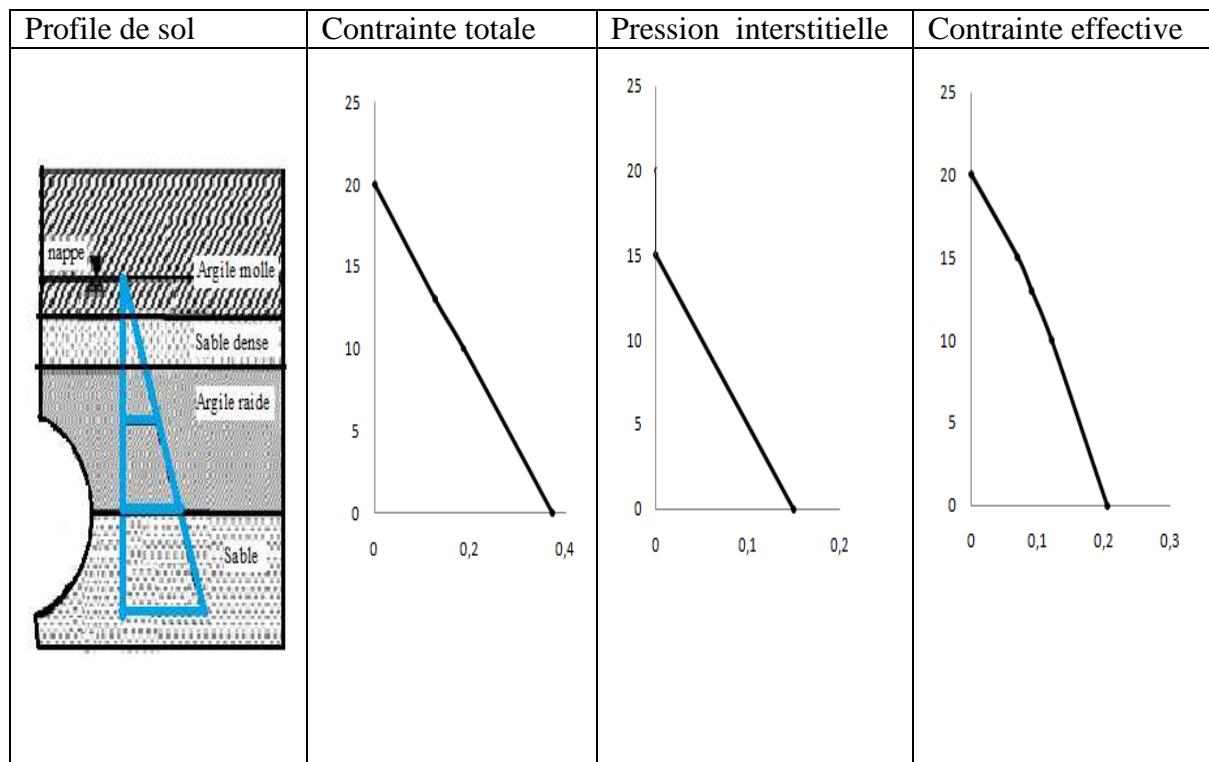


Figure VI.21 : Diagramme des contraintes

• **Les caractéristiques de soutènement :**

Le rayon du tunnel R=5 m

La distance de pose de soutènement est de d=1m

Béton projeté :

- L'épaisseur de béton projeté est de e=20 cm,
 $e_1 = e - 4\text{cm} = 16 \text{ cm}$

- La section de béton :

$$A_b = e_1 \times b_1 = 1120 \text{ cm}^2, \text{ Avec } b_1 = \frac{a}{2} + \frac{b}{2} + x = 70 \text{ cm.}$$

- $f_{c28}=25\text{MPa}$
- $\bar{\sigma}_b=15\text{MPa}$
- $\nu=0.2$
- $E_b = 32000 \text{ MPa}$
- $E_{eqa}^b = \frac{32000 \times 0.112}{1 \times 0.2} = 17920 \text{ MPa}$

Boulons :

- La longueur d'un boulon $L = 3 \text{ m}$
- Le diamètre des tiges $d = 18 \text{ mm}$
- L'espacement transversal entre les boulons $e_T = 1 \text{ m}$
- L'espacement longitudinal entre les boulons $e_L = 1 \text{ m}$
- Module d'Young de matériau constituant la tige $E_c = 0.873 \times 10^5 \text{ MPa}$

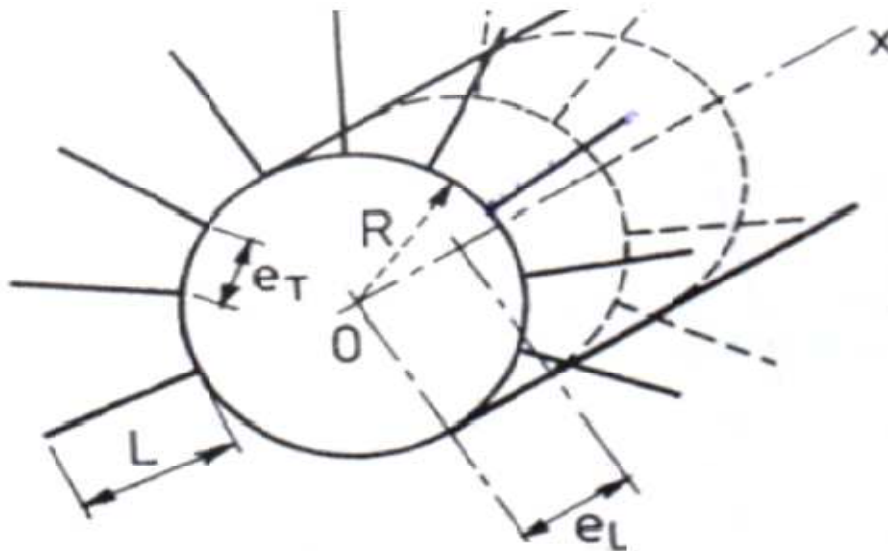


Figure VI.22 : Distribution périodique des boulons [5]

- **caractéristiques équivalents massif-boulons :**

Dans le cas d'un tunnel de section circulaire où les boulons radiaux de diamètre d et de longueur L adhérant parfaitement au massif sont répartis de manière périodique à la paroi du tunnel. Le renforcement par boulonnage est présent dans le massif dans une proportion volumique, fonction de la distance ρ , ($R \leq \rho < R+L$).

$$a(\rho) = \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{e_L e_T} \frac{R}{\rho}$$

Le massif est alors considéré comme un milieu continu homogène. si le massif non renforcé a un comportement élastoplastique obéissant à un critère de Tresca et par conséquent, caractérisé par un module d'Young E , un coefficient de poisson ν et cohésion c , le milieu renforcé devient un milieu anisotrope ayant pour caractéristiques élastiques :

$$E_\rho = E[1 + K(\rho)]$$

$$E_\theta = \frac{E[1 + K(\rho)]}{(1 - \nu^2)K(\rho) + 1}$$

$$\nu_{\theta\rho} = \nu$$

$$\nu_{\theta x} = \nu \frac{(1 + \nu)K(\rho) + 1}{(1 - \nu^2)K(\rho) + 1}$$

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

Où :

$$K(\rho) = \frac{\pi d^2}{4} \frac{E_c}{e_L e_T} \frac{R}{\rho} \frac{1}{E} = \frac{E_c}{E} a(\rho)$$

$$a(5) = \frac{3.14 \times (0.018)^2}{4} \times \frac{5}{5} \times \frac{1}{1.963} = 12.95 \times 10^{-5}$$

$$a(8) = \frac{3.14 \times (0.018)^2}{4} \times \frac{5}{8} = 8.09 \times 10^{-5}$$

$$a(\text{moy}) = \frac{25.43 + 15.89}{2} \times 10^{-5} = 10.52 \times 10^{-5}$$

➤ **la partie supérieure du tunnel** $E=10$ MPa

$$K(\rho) = \frac{0.873 \times 10^5}{10} \times 10.52 \times 10^{-5} = 0.918$$

$$E_\rho = 10 \times (1 + 0.918) = 19.18 \text{ MPa}$$

$$E_\rho = \mathbf{19.18 \text{ MPa}}$$

➤ **la partie inférieure du tunnel** $E=28$ MPa

$$K(\rho) = \frac{E_c}{E} a(\rho) = \frac{0.873 \times 10^5}{28} \times 10.52 \times 10^{-5} = 0.328$$

$$E_\rho = 28 \times (1 + 0.328) = 37.18 \text{ MPa}$$

$$E_\rho = \mathbf{37.18 \text{ MPa}}$$

- **Calcul de taux de déconfinement :**

Le taux de déconfinement est en fonction de la distance du front de taille et de la rigidité relative du soutènement $\lambda_d = f\left(\frac{d}{R}, k_{sn}\right)$

$$2G = \frac{E}{1 + \nu} = \frac{10}{1 + 0.3} = 7.69 \text{ MPa}$$

$$k_{sn} = \frac{K_{sn}}{2G} = \frac{1333.33}{7.69} = 173.38$$

Le rapport entre la distance du front de taille et le rayon est :

$$\frac{d}{R} = \frac{1.5}{5} = 0.30$$

Le taux de déconfinement est donné par la méthode de BERNAUD-ROUSSET $\lambda_d = 40\%$

Cas isotrope $K_0 = 1$:

- **Chargement total :**

$$F_{app} = \sigma_0 = 0.206 \text{ MPa}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\begin{cases} \Delta^{clé} = 245.7 \text{ mm} \\ \sigma_y^{max} = 0.2955 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Déconfinement partiel (cours terme) :**

$$P_{id} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = (1 - 0.40) \times 0.206$$

$$P_{id} = 0.1236 \text{ MPa}$$

$$F_{app} = \lambda_d \sigma_0 = 0.4 \times 0.206$$

$$F_{app} = 0.0824 \text{ MPa}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\begin{cases} \Delta^{clé} = 141.9 \text{ mm} \\ \sigma_y^{max} = 0.1759 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Phase d'activation des éléments de soutènement :**

Dans ce cas le soutènement est une structure mixte composé de béton projeté et de boulons

$$F_{app} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = 0.1236 \text{ MPa}$$

$$F_{app} = 0.1236 \text{ MPa}$$

On a trouvé les résultats suivants :

$$\begin{cases} \Delta^{clé} = 1.517 \text{ mm} \\ \sigma_y^{max} = 0.0616 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le déplacement par MEF est calculé par la formule suivante :

$$\{U_{i+1}\} = \{U_i\} + \{\Delta U_i\}$$

$$\{U_{i+1}\} = 141.9 + 1.517 = 143.417 \text{ mm}$$

$$\{U_{i+1}\} = \mathbf{143.417 \text{ mm}}$$

On récapitule les résultats obtenus par éléments finis dans le cas isotrope (déplacements à clé de voute $\Delta^{clé}$, en radier Δ^{rad} , en surface Δ^1 et les contraintes maximales σ_{max}) pour les différents types de chargement dans le tableau suivant :

déplacement	Chargement total	Déconfinement partiel	Soutènement (béton+boulons)
$\Delta^{clé}$ (mm)	245.7	141.9	1.53
$\Delta^{rad(h)}$ (mm)	114.9	74.61	0.29
$\Delta^{rad(v)}$ (mm)	30.23	12.40	0.25
$\Delta^{clé \text{ inf}}$ (mm)	77.67	58.03	0.57
Δ^1 (mm)	130.9	73.70	0.81
σ_y^{max} (MPa)	0.2955	0.1759	0.0617

Tableau VI.19 : Récapitulatif des résultats dans le cas isotrope

D'après les résultats obtenus on constate que les déplacements sont très importants c'est-à-dire la déformation de terrain est trop importante donc il y a de fortes convergences à craindre pour ce la on a adopté pour un soutènement avec des boulons à ancrage ponctuel qui est moins rigide qu'un boulonnage constitué de boulon à ancrage réparti.

On remarque aussi qu'il y a une forte convergence de la section de tunnel due au comportement fragile de massif, pour cela qu'elle est renforcée par un réseau de boulonnage et une couche de béton projeté de 20 cm.

Cas anisotrope $K_0 = 0.5$:

- **Chargement total :**

$$F_{app} = \sigma_0 = 0.206 \text{ MPa}$$

On a trouvé les résultats suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta^{clé} = 264.5 \text{ mm} \\ \sigma_y^{max} = 0.3004 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- **Déconfinement partiel (cours terme) :**

$$P_{id} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = (1 - 0.40) \times 0.206$$

$$P_{id} = 0.1236 \text{ MPa}$$

$$F_{app} = \lambda_d\sigma_0 = 0.4 \times 0.206$$

$$F_{app} = 0.0824 \text{ MPa}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta^{clé} = 149.4 \text{ mm} \\ \sigma_y^{max} = 0.1779 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- **Phase d'activation des éléments de soutènement :**

$$F_{app} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = 0.1236 \text{ MPa}$$

$$F_{app} = 0.1236 \text{ MPa}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta^{clé} = 15.42 \text{ mm} \\ \sigma_y^{max} = 0.1237 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Le déplacement par MEF est calculé par la formule suivante :

$$\{U_{i+1}\} = \{U_i\} + \{\Delta U_i\}$$

$$\{U_{i+1}\} = 149.4 + 15.42 = 164.82 \text{ mm}$$

$$\{U_{i+1}\} = 164.82 \text{ mm}$$

On récapitule les résultats obtenus par éléments finis dans le cas anisotrope (déplacements à clé de voute $\Delta^{clé}$, en radier Δ^{rad} , en surface Δ^1 et les contraintes maximales σ_{max}) pour les différents types de chargement dans le tableau suivant :

déplacement	Chargement total	Déconfinement partiel	Soutènement
$\Delta^{clé}$ (mm)	264.5	79.54	16.30
$\Delta^{rad(h)}$ (mm)	66.97	55.43	10.63
$\Delta^{rad(v)}$ (mm)	21.17	8.78	1.24
$\Delta^{clé inf}$ (mm)	89.65	62.82	8.79
Δ^1 (mm)	142.8	78.49	7.96
σ_y^{max} (MPa)	0.3004	0.1779	0.1253

Tableau VI.20 : Récapitulatif des résultats dans le cas anisotrope

VI.3.3. Proposition :

Pour rendre la charge verticale appliquée sur le tunnel axisymétrique on a proposé de prendre une valeur moyenne des pressions hydrostatiques c'est-à-dire que le diagramme des pressions interstitielles est uniforme, puis on a évalué les déplacements et la contrainte maximale pour les différents chargements.

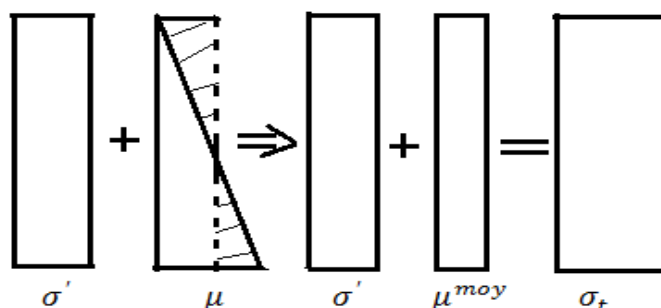


Figure VI.23 : Schéma équivalente

Cas isotrope $K_0 = 1$

- **Chargement total**

$$F_{app} = \sigma_0 = 0.206 + 0.1 = 0.306 \text{ MPa}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\begin{cases} \Delta^{clé} = 257.0 \text{ mm} / 245.7 \\ \sigma_y^{max} = 0.2959 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Déconfinement partiel (cours terme) :**

$$P_{id} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = (1 - 0.40) \times 0.206$$

$$P_{id} = \mathbf{0.1236\ MPa}$$

$$F_{app} = \lambda_d\sigma_0 + 0.075 = 0.4 \times 0.206 + 0.1$$

$$F_{app} = \mathbf{0.1824\ MPa}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta^{clé} = 153.2\ mm \\ \sigma_y^{max} = 0.1759\ MPa \end{array} \right.$$

On récapitule les résultats obtenus par éléments finis (déplacements à clé de voute $\Delta^{clé}$, en radier Δ^{rad} , en surface Δ^1 et les contraintes maximales σ_{max}) pour les différents types de chargement dans le tableau suivant :

déplacement	Chargement total	Déconfinement partiel
$\Delta^{clé}$ (mm)	257.0	153.2
$\Delta^{rad(h)}$ (mm)	99.79	59.48
$\Delta^{rad(v)}$ (mm)	44.13	26.31
$\Delta^{clé\ inf}$ (mm)	48.63	28.99
Δ^1 (mm)	141.5	84.34
σ_y^{max} (MPa)	0.2959	0.1759

Tableau VI.21 : Récapitulatif des résultats dans le cas isotrope

VI.3.4. Conclusion :

Dans le cadre de cette application, on a étudié l'effet de prendre le chargement total axisymétrique sur les déplacements en différents points (clé, radier, surface), les résultats obtenus montrent que : le fait de prendre une moyenne des pressions hydrostatiques dans le chargement total appliquée sur le tunnel donne des résultats acceptables par rapport au cas où la variation des pressions interstitielles est prise en compte.

L'analyse des résultats obtenus a montré que : notre choix de soutènement par boulons à ancrage ponctuel est tout à fait justifié en raison de la déformation très importante du terrain.

VI.4. ETUDE DE TUNNEL DE HAI EL BADR :

VI.4.1. Reconnaissances géotechniques :

La ville d'Alger a connu un accroissement démographique important, ce qui a rendu la circulation et le déplacement très difficiles, d'où la nécessité de créer une soupape dans le but de désengorger la ville. L'espace restreint disponible a fait du métro le mode de transport adéquat, apte à répondre aux exigences d'un tissu urbain algérois très dense.

Le métro d'Alger passe sous une infrastructure et une vie urbaine très importante. Il est constitué de trois lignes de longueur totale de 56km. L'objet de ce modeste travail consiste à étudier le tronçon du tunnel de Hai El Badr- Badjarah en utilisant la méthode des éléments finis pour la modélisation de l'ouvrage.

Ce tunnel va être implanté dans les marnes jaunâtres, sa profondeur moyenne est de 11 m et son rayon d'excavation est de 5,1m. Les sondages mettent en évidence la présence d'eau dans le terrain en question, ces derniers démontrent que l'eau existante ne constitue pas une nappe phréatique continue, mais elle est sous forme de poches dans les fractures suite aux ruissellements des eaux pluviales.

Les calculs seront faits selon la coupe suivante :

- Marne jaunâtre : 2.5 mètres au dessus de la clé de voute
- Une couverture de terre égale a 11 mètres
- Un chargement de 30 KN /m², qui représente la surcharge des structures existantes en surfaces (bâtiment R+2).

Le profil de sol est présenté sur la figure suivante :

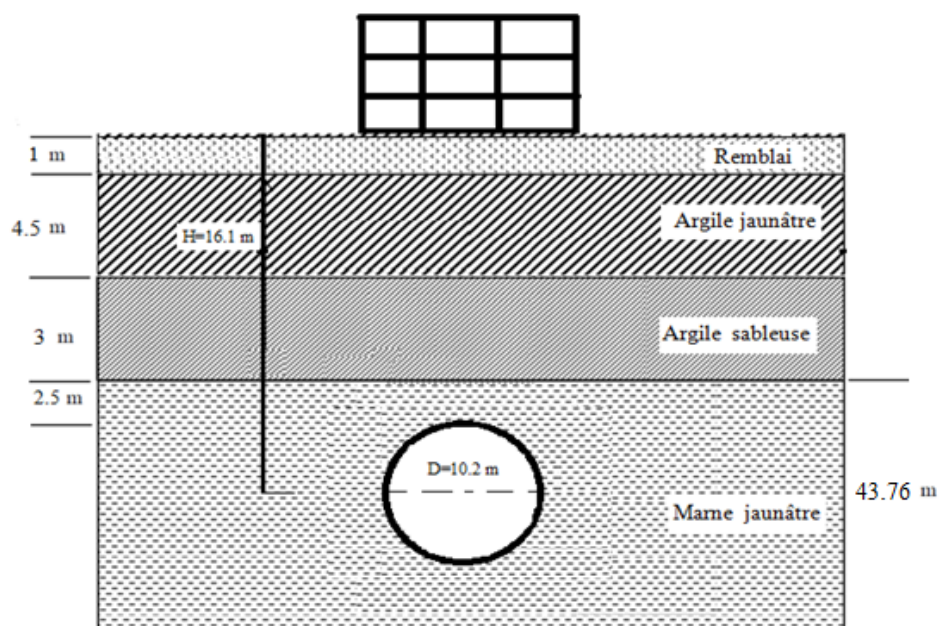


Figure VI.24 : Profil de sol

Les caractéristiques géotechniques des couches sont données dans le tableau suivant :

Couches Caractéristiques	Remblai	Argile jaunâtre	Argile sableuse	Marne jaunâtre
Module de Young E(MPa)	7.8	30	30	25
Coefficient de poisson (ν)	0.3	0.3	0.3	0.3
Poids de la couche γ (KN/m ³)	18	20	20	20
Hauteur de la couche h(m)	1	4.5	3	43.76
cohésion du terrain C (KN/m ²)	0	30	30	30
angle de frottement interne ϕ	25°	25°	25°	24°

Tableau VI.22 : Caractéristiques géotechniques des couches constituant le terrain

VI.4.2. Etude de tunnel de HAI EL BADR avec M.E.F :

L'étude porte sur section transversale du tunnel, le modèle adopté est (M.R.) dissymétrique constitué de 3000 éléments finis quadrilatères à quatre nœuds (Q4), d'un nombre total de nœuds égal à 3146 et 6133 respectivement degrés de liberté actifs. La profondeur de tunnel à son axe $H_0=16.1m$, le rayon du tunnel $R= 5.1m$ et La contrainte verticale est donné par :

$$\sigma_0 = \sum \gamma_i h_i + q$$

$$\sigma_0 = 18 \times 1 + 20 \times (4.5 + 3 + 7.6) + 30 = 350 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_0 = 0.35 \text{ MPa}$$

Maillage :

Le maillage est constitué de 3000 éléments, la taille des éléments augmente en s'éloignant de la zone d'excavation dont les dimensions sont respectivement les suivantes : 1 élément de 0.2m, 1 élément de 0.3m, 10 élément de 0.4m, 13élément de 0.5m.

Le rapport de géo-stationnarité :

$$R.G.S = \frac{H'_C}{2R} = \frac{H'_C}{D} = \frac{31.06}{10.2} = 3.045$$

Les caractéristiques de maillage sont présentées dans le tableau suivant :

N_{EX}	N_{EY}	N	W	NN	RN	NL	GP	H'_0 (m)	H'_c (m)	b_0 (m)
120	25	6133	243	3146	128	240	2	36.16	31.06	36.16

Tableau VI.23 : Caractéristiques de maillage

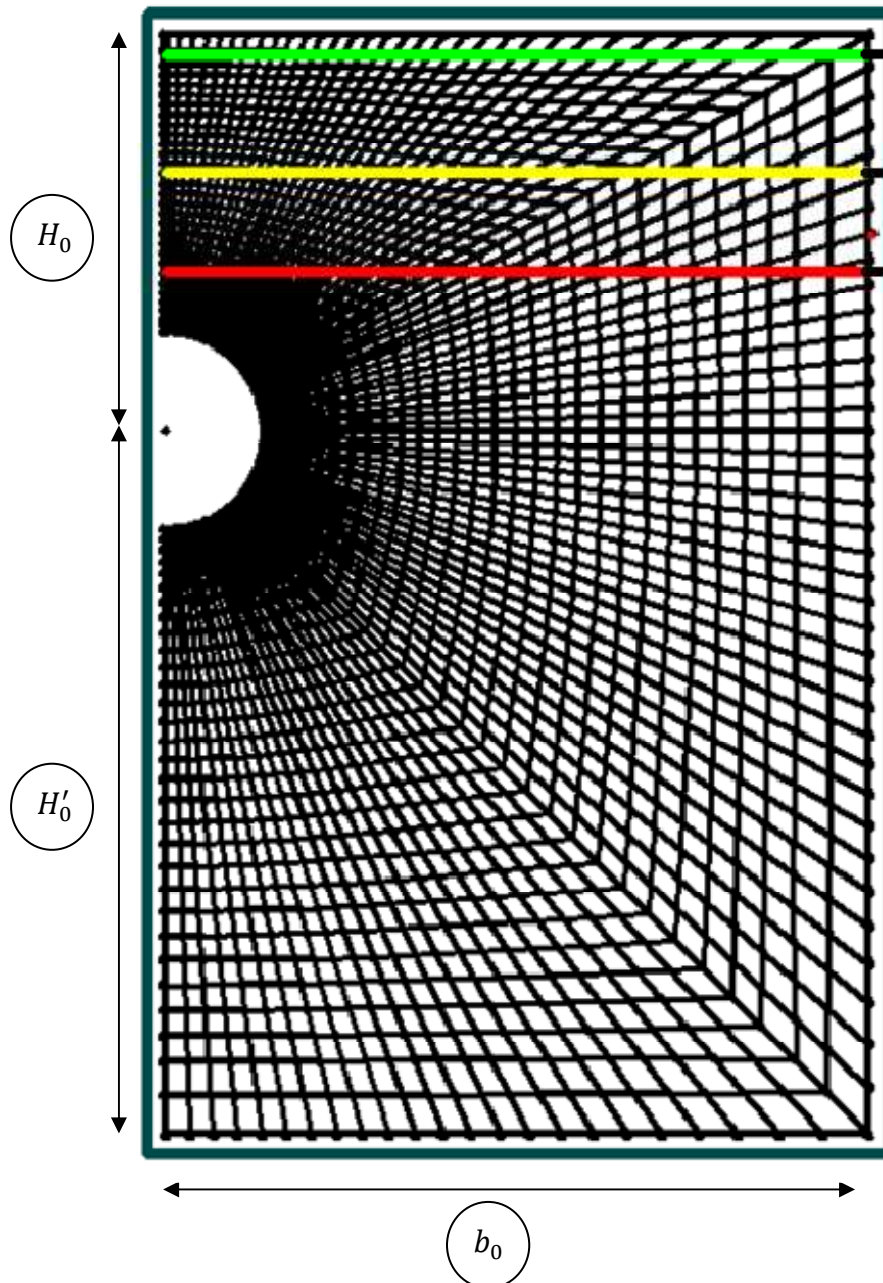


Figure VI.25 : Maillage (120×25) rectangulaire

Les résultats obtenus par éléments finis dans le cas multicouches :

Cas isotrope : le coefficient des terres au repos $K_0=1$

On calcule la contrainte, le déplacement en surface, à la clé de voute supérieure, en radier et en clé de voute inférieure.

Les résultats obtenus par élément finis sont présentés dans le tableau suivant :

déplacement	Cas isotrope $K_0 = 1$
$\Delta^{\text{clé}}$ (mm)	142.9
$\Delta^{\text{rad(h)}}$ (mm)	84.06
$\Delta^{\text{rad(v)}}$ (mm)	32.01
$\Delta^{\text{clé inf}}$ (mm)	71.29
Δ^1 (mm)	87.99
σ_y^{max} (MPa)	0.3374

Tableau VI.24: Les déplacements et les contraintes dan le cas isotrope

Cas anisotrope : le coefficient des terres au repos $K_0=0.5$

Pour comparer le coefficient d'anisotropie obtenu par le rapport des déplacements calculés avec M.E.F et la valeur donnée par la formule théorique, on a évalué les déplacements dans le cas anisotrope.

La valeur théorique de coefficient d'anisotropie est donnée par la formule suivante

$$\alpha^{th} = 0.5((1 + K_0) + 0.5(1 - K_0)(3 - 4\nu))$$

Pour $K_0=0.5$ et $\nu=0.3$

$$\alpha^{th} = 1.2$$

Les résultats obtenus par élément finis sont présentés dans le tableau suivant :

déplacement	Cas anisotrope $K_0 = 0.5$
$\Delta^{clé}(\text{mm})$	168.3
$\Delta^{rad(h)}(\text{mm})$	21.73
$\Delta^{rad(v)}(\text{mm})$	34.67
$\Delta^{clé inf}(\text{mm})$	87.02
$\Delta^1(\text{mm})$	111.3
$\sigma_y^{max}(\text{MPa})$	0.3469

Tableau VI.25 : Les déplacements et les contraintes dans le cas anisotrope

α : Coefficient d'anisotropie

$$\alpha = \frac{\Delta^{clé} \text{ anisotrope}}{\Delta^{clé} \text{ isotrope}} = \frac{168.3}{142.9} = 1.1777$$

$$\alpha = 1.1777$$

L'homogénéisation :

Pour appliquer la méthode de convergence-confinement d'une manière réaliste dans les sols stratifiés on a procédé à l'homogénéisation des couches deux à deux, puis on a calculé et corrigé la moyenne des valeurs trouvées

Calcul des modules d'Young moyens :

- Homogénéisation de la couche argile sableuse et (1/2) de la couche marne jaunâtre

$$E_1^{moy} = \frac{E_1 \times h_1 + 0.5 \times E_2 \times h_2}{h_1 + 0.5 \times h_2} = \frac{25 \times 43.76 + 0.5 \times 30 \times 3}{43.76 + 0.5 \times 3} = 25.16 \text{ MPa}$$

- Homogénéisation de (1/2) de la couche marne jaunâtre avec (1/2) de la couche argile sableuse

$$E_2^{moy} = \frac{E_2 \times h_2 + E_3 \times h_3}{h_2 + h_3} = 30 \text{ MPa}$$

- Homogénéisation de (1/2) de la couche argile sableuse et de couche remblai

$$E_3^{moy} = \frac{0.5 \times E_3 \times h_3 + E_4 \times h_4}{0.5 \times h_3 + h_4} = \frac{0.5 \times 30 \times 4.5 + 7.8 \times 1}{0.5 \times 4.5 + 1} = 23.17 \text{ MPa}$$

- Le module d'Young équivalent est :

$$E_{eq} = \frac{\sum E_i^{moy}}{n - 1} = \frac{25.16 + 30 + 23.17}{3} = 26.11 \text{ MPa}$$

- Le module d'Young équivalent corrigé est :

$$E_{eq}^c = E_{eq} \left(1 + \frac{E_1 - E_{eq}}{\sum E_i} \right) = 26.11 \times \left(1 + \frac{25 - 26.11}{25 + 30 + 30 + 7.8} \right) = 25.64 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

E_i (MPa)	E_i^{moy} (MPa)	E_{eq} (MPa)	E_{eq}^c (MPa)
25	25.16	26.11	25.64
30	30		
30	23.17		
7.8			

Tableau VI.26 : Récapitulatif des modules du Young

Après l'homogénéisation on a aboutit au modèle équivalent présenté sur la figure suivante :

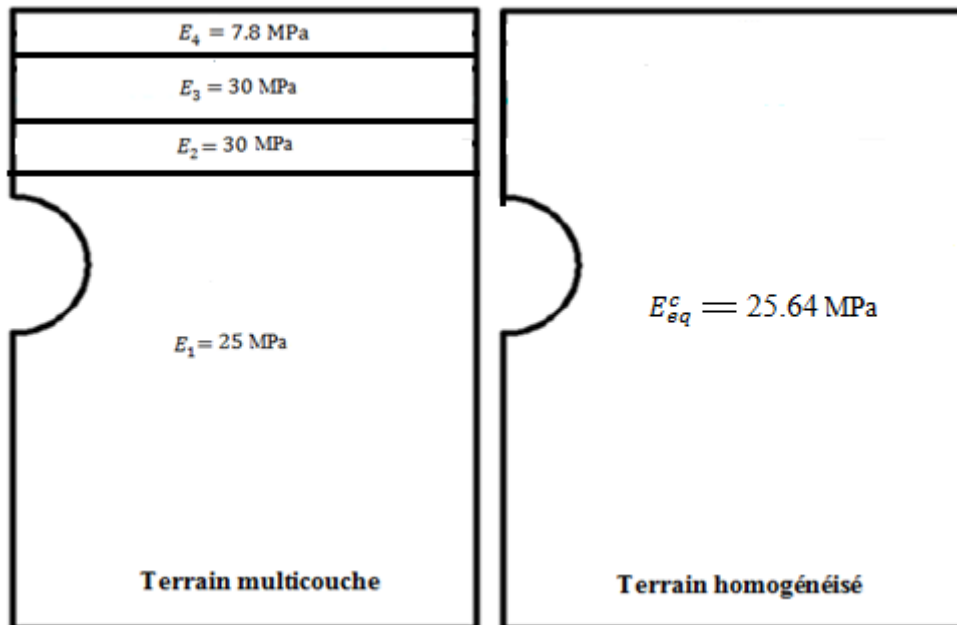


Figure VI.26 : Le modèle homogénéisé

Cas isotrope $K_0 = 1$:

❖ **Calcul de taux de déconfinement :**

$$2G = \frac{E}{1 + \nu} = \frac{25.64}{1 + 0.3} = 19.723 \text{ MPa}$$

$$k_{sn} = \frac{K_{sn}}{2G} = \frac{1307.19}{19.723} = 66.27$$

Le rapport entre la distance du front de taille et le rayon est :

$$\frac{d}{R} = \frac{1.5}{5.1} = 0.29$$

Le taux de déconfinement est donnée par la méthode de BERNAUD-ROUSSET : $\lambda_d = 0.47$

• **Chargement total :**

$$F_{app} = \sigma_0 = 0.35 \text{ MPa}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\begin{cases} \Delta^{clé} = 142.9 \text{ mm} \\ \sigma^{max} = 0.3374 \text{ MPa} \end{cases}$$

• **Déconfinement partiel (cours terme) :**

$$P_{id} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = (1 - 0.47) \times 0.35$$

$$P_{id} = 0.1855 \text{ MPa}$$

$$F_{app} = \lambda_d \sigma_0 = 0.47 \times 0.35$$

$$F_{app} = 0.1645 \text{ MPa}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\Delta^{clé}(\text{mm}) = 67.61 \text{ mm}$$

$$\sigma_y^{max} = 0.1585 \text{ MPa}$$

• **Phase d'activation des éléments de soutènement :**

Dans ce cas le soutènement est une structure mixte composé de béton projeté et de cintre métallique HEB 180 caractérisé par :

Le rayon du tunnel $R = 5.1 \text{ m}$

La distance de pose de soutènement est de $d = 1.5 \text{ m}$

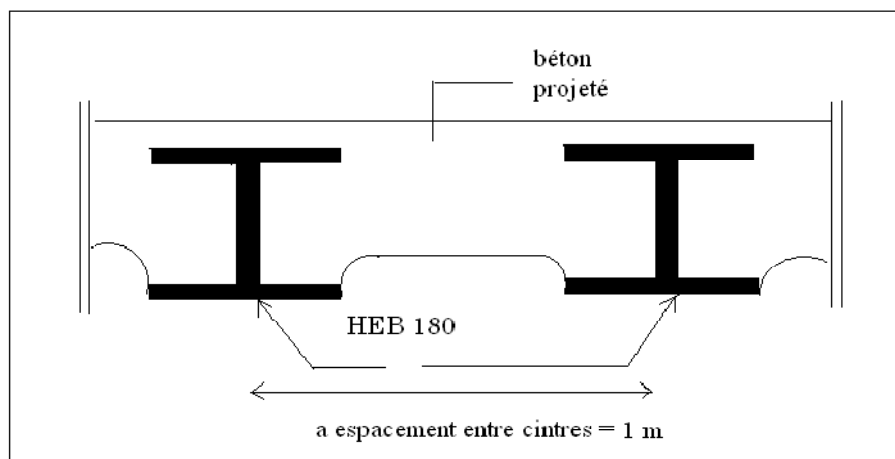
La distance entre-axes des HEB est $a = 1 \text{ m}$

Béton projeté :

- L'épaisseur de béton projeté est de $e=20\text{cm}$,
 $e_1 = e - 4\text{cm} = 16\text{cm}$
- La section de béton :
 $A_b = e_1 * b_1 = 1120\text{cm}^2$, avec $b_1 = \frac{a}{2} + \frac{b}{2} + x = \frac{100}{2} + \frac{14}{2} + 13 = 70\text{cm}$.
- $f_{c28}=25\text{MPa}$
- $\bar{\sigma}_b=15\text{MPa}$
- $\nu=0.2$
- $E_b = 32000 \text{ MPa}$

HEB 180 :

- $A=65.3 \text{ cm}^2$
- $I=3831 \text{ cm}^4$
- $h=b=180 \text{ mm}$
- $\bar{\sigma}_c = 240 \text{ MPa}$
- $E_c = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$

**Figure VI.27 :** Coupe de soutènement provisoire [8]

Pour une structure mixte (béton-cintre), on a calculé les caractéristiques équivalentes :

Rigidité axiale :

$$E_{eqa}^b = \frac{E_s * A_s * E_b * A_b}{a * e}$$

$$E_{eqa}^b = \frac{2.1 \times 10^5 * 65.3 \times 10^{-4} + 32000 * 0.112}{1 * 0.20}$$

$$E_{eqa}^b = 24776.5 \text{ MPa}$$

Rigidité flexionnelle :

$$E_{eqf}^b = \frac{12}{a \times e^3} \left(E_s \times I_s + \frac{E_b \times b_1 \times e_1^3}{12} \right)$$

$$E_{eqf}^b = \frac{12}{1 \times (0.2)^3} \left(2.1 \times 10^5 \times 3.81 \times 10^{-5} + \frac{32000 \times 0.7 \times (0.16)^3}{12} \right)$$

$$E_{eqf}^b = 23536.45 \text{ MPa}$$

$$E_{eq}^{moy} = \frac{E_{eqa}^b \times E_{eqf}^b}{2} = \frac{24776.5 + 23536.45}{2}$$

$$E_{eq}^{moy} = 24156 \text{ MPa}$$

$$F_{app} = (1 - \lambda_d) \sigma_0 = 0.1855 \text{ MPa}$$

$$F_{app} = 0.1855 \text{ MPa}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\begin{cases} \Delta^{clé} = 1.624 \text{ mm} \\ \sigma_y^{max} = 0.0921 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le déplacement par MEF est calculé par la formule suivante :

$$\{U_{i+1}\} = \{U_i\} + \{\Delta U_i\}$$

$$\{U_{i+1}\} = 67.61 + 1.62 = 69.23 \text{ mm}$$

Les différents résultats obtenus (déplacements à la clé de voute $\Delta^{clé}$, déplacements en radier Δ^{rad} , déplacements en surface Δ^1 et les contraintes maximales σ_y) dans le cas isotrope sont représentés dans le tableau suivant :

déplacement	Chargement total	Déconfinement partiel	Soutènement sans C.A.L
$\Delta^{clé}$ (mm)	143.80	67.61	1.62
$\Delta^{rad(h)}$ (mm)	82.40	38.73	0.04
$\Delta^{rad(v)}$ (mm)	32.22	15.14	0.15
$\Delta^{clé inf}$ (mm)	69.09	32.47	0.84
Δ^1 (mm)	86.96	40.87	0.93
σ_y^{max} (MPa)	0.3370	0.1585	0.0921

Tableau VI.27 : Les résultats dans le cas isotrope

Cas anisotrope $K_0 = 0.5$:

- Déconfinement partiel (cours terme) :

$$P_{id} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = (1 - 0.47) \times 0.35$$

$$P_{id} = 0.1855 \text{ MPa}$$

$$F_{app} = \lambda_d\sigma_0 = 0.47 \times 0.35$$

$$F_{app} = 0.1645 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \Delta^{clé} = 79.54 \text{ mm} \\ \sigma_y^{max} = 0.1630 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Phase d'activation des éléments de soutènement :

$$F_{app} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = 0.1855 \text{ MPa}$$

$$F_{app} = 0.1855 \text{ MPa}$$

On trouve les résultats suivants :

$$\begin{cases} \Delta^{clé} = 18.14 \text{ mm} \\ \sigma_y^{max} = 0.3571 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\{U_{i+1}\} = \{U_i\} + \{\Delta U_i\}$$

$$\{U_{i+1}\} = 79.54 + 18.14 = 97.68 \text{ mm}$$

Les différents résultats obtenus (déplacements à la clé de voute $\Delta^{clé}$, déplacements en radier Δ^{rad} , déplacements en surface Δ^1 et les contraintes maximales σ_y) dans le cas anisotrope sont représentés dans le tableau suivant :

déplacement	Chargement total	Déconfinement partiel	Soutènement sans C.A.L
$\Delta^{clé}$ (mm)	169.20	79.54	18.14
$\Delta^{rad(h)}$ (mm)	21.20	9.97	11.52
$\Delta^{rad(v)}$ (mm)	34.34	16.14	1.81
$\Delta^{clé inf}$ (mm)	84.71	39.82	9.79
Δ^1 (mm)	109.8	51.61	10.22
σ_y^{max} (MPa)	0.3468	0.1630	0.3571

Tableau VI.28 : Les résultats dans le cas anisotrope

Coefficient d'anisotropie

$$\alpha = \frac{\Delta^{cl\acute{e}} \text{ anisotrope}}{\Delta^{cl\acute{e}} \text{ isotrope}} = \frac{169.2}{143.8} = 1.1766$$

$$\alpha^{th} = 1.2$$

Le modèle homogénéisé et corrigé produit de très bons résultats en comparaison avec ceux obtenus sans homogénéisation.

VI.4.3. Etude de tunnel avec la méthode convergence-confinement :

VI.4.3.1. Courbe caractéristique du terrain :

- Le point de plasticité :

$$P_{ip} = \frac{2\sigma_0 - H_p(K_p - 1)}{K_p + 1}$$

$$\varphi = 24^\circ, C = 30 \text{ KN/m}^2$$

$$K_p = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = 2.371$$

$$H_p = \frac{C}{\tan \varphi} = 67.381 \frac{KN}{m^2}$$

$$P_{ip} = \frac{2 \times 0.35 - 0.067381 \times (2.371 - 1)}{2.371 + 1}$$

$$P_{ip} = 0.18 \text{ MPa}$$

Les valeurs nécessaires pour le tracé de la courbe de convergence sont représentées dans le tableau suivant :

Déplacement U_{ip} (mm)	Contrainte P_{ip} (MPa)
0	0.35
67.61	0.1855
143.8	0

Tableau VI.29 : Les valeurs de la courbe de convergence

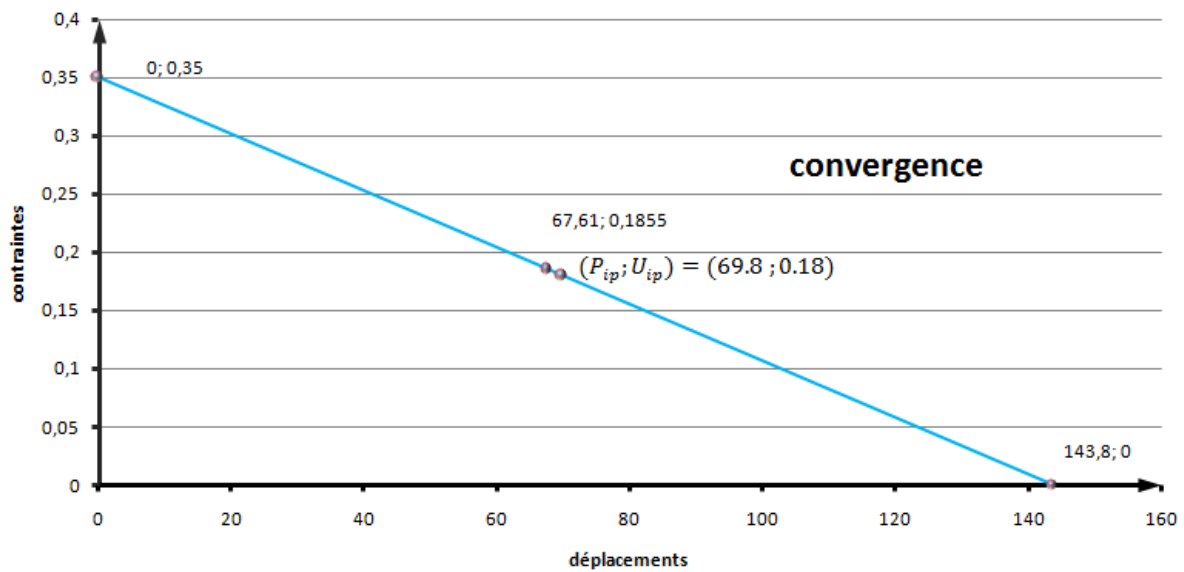


Figure VI.28 : Courbe caractéristique du massif (convergence)

Le déplacement U_{ip} qui correspond à la contrainte $P_{ip} = 0.18$ MPa est déterminé à partir de graphe, on a trouvé

$$U_{ip} = 69.8 \text{ mm}$$

Le point de plasticité $(U_{ip}; P_{ip}) = (69.8 \text{ mm} ; 0.18 \text{ MPa})$

VI.4.3.2. Calcul pour la structure mixte :

Béton projeté :

$$K_{sn} = \frac{E_b}{1 - \nu^2} \times \frac{e}{R}$$

$$K_{sn} = \frac{32000}{1 - (0.2)^2} \times \frac{0.2}{5.1} = 1307.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{max} = \bar{\sigma}_b \frac{e}{R}$$

$$\sigma_s^{max} = 15 \times \frac{0.2}{5.1} = 0.588 \text{ MPa}$$

Cintre (HEB 180) :

$$K_{cn} = \frac{E_c A_c}{aR}$$

$$K_{cn} = \frac{2.1 \times 10^5 \times 65.3 \times 10^{-4}}{1 \times 5.1} = 268.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c^{max} = \frac{\bar{\sigma}_c A_c}{aR}$$

$$\sigma_c^{max} = \frac{240 \times 65.3 \times 10^{-4}}{1 \times 5.1} = 0.307 \text{ MPa}$$

Béton-Cintre :

$$\sigma_{s+c}^{max} = \sigma_s^{max} + \sigma_c^{max}$$

$$\sigma_{s+c}^{max} = 0.588 + 0.307 = 0.895 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s+c}^{max} = \mathbf{0.895 \text{ MPa}}$$

$$U_{s+c}^{max} = \frac{\sigma_{s+c}^{max} \times R}{K_{sn} + K_{cn}}$$

$$U_{s+c}^{max} = 0.895 \times \frac{5.1}{1307.19 + 268.88} = 2.896 \text{ mm}$$

$$U_{s+c}^{max} = \mathbf{2.896 \text{ mm}}$$

Les valeurs nécessaires pour le tracé de la courbe de confinement sont représentées dans le tableau suivant :

Déplacement U_i (mm)	Contrainte P_i (MPa)
0	0
2.896	0.895

Tableau VI.30 : Les données de la courbe de confinement

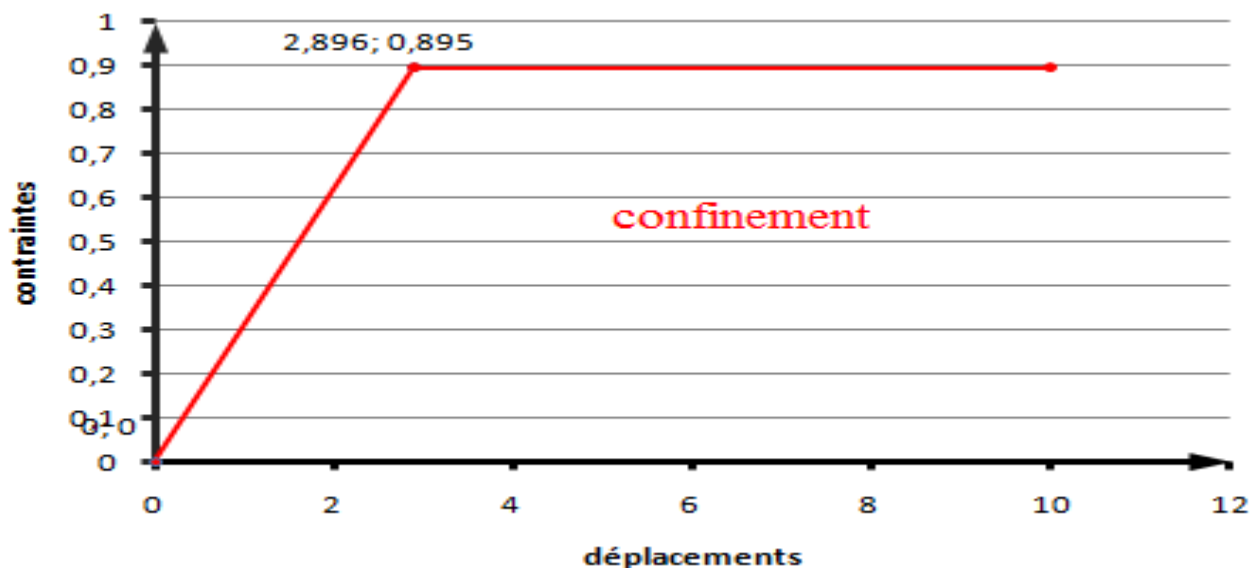


Figure VI.29 : La courbe caractéristique du soutènement (confinement)

VI.4.3.3. Équilibre terrain-soutènement :

L'intersection des deux courbes tracées précédemment donne l'état d'équilibre du tunnel.

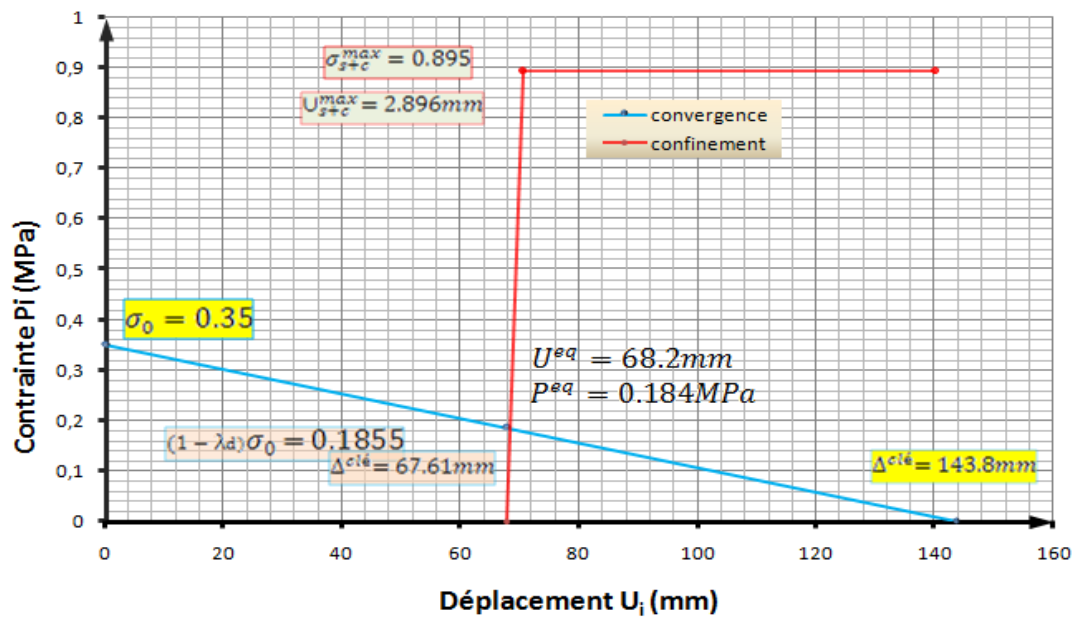


Figure VI.30 : Courbe de convergence-confinement

Équilibre final, qui résulte de l'intersection entre les deux courbes est obtenu au point suivant :

$$(U^{eq}; P^{eq}) = (68.20 \text{ mm}; 0.184 \text{ MPa})$$

Calcul théorique de M. PANET (pour une structure mixte)

$$K_{sn} = \frac{E_{eq}^b}{1 - \nu^2} \times \frac{e}{R}$$

$$K_{sn} = \frac{247765.5}{1 - (0.2)^2} \times \frac{0.2}{5.1} = 1012.11 \text{ MPa}$$

$$k_{sn} = \frac{K_{sn}}{2G} = \frac{1012.11}{19.72} = 51.32$$

$$P_{eq} = \frac{K_{sn}}{K_{sn} + 1} (1 - \lambda_d) \sigma_0$$

$$P_{eq} = \frac{51.32}{51.32 + 1} (1 - 0.47) \times 0.35$$

$$P_{eq} = 0.1819 \text{ MPa}$$

$$U_{eq} = \frac{R}{2G} \times \frac{1 + \lambda_d K_{sn}}{K_{sn} + 1} \times \sigma_0$$

$$U_{eq} = \frac{5.1}{19.72} \times \frac{1 + 0.47 \times 51.32}{51.32 + 1} \times 0.35$$

$$U_{eq} = 43.46 \text{ mm}$$

Le point d'équilibre de M.PANET ($U_{eq} = 43.46 \text{ mm}$; $P_{eq} = 0.1819 \text{ MPa}$) est loin par rapport au point obtenu graphiquement et par M.E.F

VI.4.4. Conclusion :

Dans le cadre de cette application, on a étudié un tunnel creusé dans un massif multicouche dont les caractéristiques géotechniques sont proches et les résultats obtenus montrent que l'homogénéisation des couches pour obtenir un modèle équivalent donne des résultats satisfaisants.

On remarque aussi que l'utilisation des équations de M.PANET pour le calcul analytique de point d'équilibre (P_{eq} ; U_{eq}) dans ce cas du tunnel superficiel donne des résultats loin à ceux obtenus graphiquement et par M.E.F.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce travail, nous avons traité un problème de modélisation d'une section transversale complète de tunnels creusés dans des massifs stratifiés. Pour une bonne application de la méthode des éléments finis (MEF), la mise en œuvre d'un modèle de calcul est indispensable afin d'analyser d'une manière correcte le comportement de notre ouvrage et du terrain encaissant d'une part, d'autre part de juger de la nécessité de renforcer certaines zones du massif, et du choix adopté du type de renforcement .

A ce titre, nous avons opté pour un modèle bidimensionnel en déformation plane, dans lequel la moitié de la section est modélisée par des éléments finis Q4 et des conditions aux limites appropriées.

Ces conditions aux limites, si elles ne sont pas clairement définies par la géométrie de problème, elles doivent être placées raisonnablement, loin de l'ouvrage pour qu'elles n'influent pas sur le calcul.

Pour étudier la convergence des déplacements et des contraintes nous avons opté pour un modèle circulaire. Les courbes tracées ont montré une convergence rapide des déplacements par rapport à celle des contraintes.

La modélisation en section complète de tunnel pour différents modèles traités (rectangulaire et circulaire), a produit des résultats qui continuent à mettre en évidence la supériorité du modèle circulaire par rapport au modèle rectangulaire.

L'étude concernant le tunnel de Lyon creusé dans un massif multicouche ayant des caractéristiques différentes a montré que Le modèle homogénéisé donne des résultats non satisfaisants en comparaison avec ceux obtenus par la (MEF) dans le cas hétérogène, en raison de la disparité des caractéristiques mécanique des couches.

En ce qui concerne l'étude du tunnel avec la nappe phréatique soutenu par un revêtement en béton et un réseau de boulons à la périphérie de la section excavée, l'analyse des résultats obtenus a montré que : notre choix de soutènement est tout à fait justifié .En effet dans le cas où les déformations de terrain sont trop importantes et la couverture faible , un soutènement par boulons à ancrage ponctuel est retenu du fait qu'il s'adapte mieux au comportement du terrain encaissant.

Dans le but de préserver un chargement total axisymétrique, le chargement hydrostatique triangulaire a été modélisé par un chargement rectangulaire moyen, les résultats obtenus sont tout à fait très satisfaisants.

L'introduction du boulonnage dans les calculs des grandes excavations à une influence négligeable sur les déplacements des massifs.

Dans le cas des terrains hétérogènes, les formulations analytiques de M.PANET ne permettent pas de fournir des valeurs satisfaisantes de point d'équilibre en comparaison à ceux obtenu graphiquement et par MEF.

Enfin, l'étude du tunnel de haï el Badr caractérisé par un massif multicouche dont les caractéristiques sont proches les un des autres a montré que le modèle homogénéisé et corrigé donne de très bons résultats. Le point d'équilibre (Péq, Uéq) obtenu par les équations de M.PANET est loin par rapport à ceux obtenu graphiquement et par MEF en raison de la non satisfaction d'un certains nombre d'hypothèses.

Il faut souligner que le calcul sur ordinateur n'est en effet qu'une aide matérielle et ne peut en aucun cas se substituer à la réflexion de l'ingénieur, une confiance trop aveugle dans les possibilités de l'ordinateur ne peut conduire qu'à des déboires, c'est pourquoi l'expérience et l'appréciation de l'ingénieur de génie civil sont ici, plus qu'ailleurs, nécessaires pour compenser le manque de règles précises.

A la fin on propose quelques perspectives :

- L'incidence de la géométrie sur les efforts dans les revêtements ou sur la stabilité des ouvrages.
- Comparaison d'un calcul de revêtement par MEF et les méthodes comparatives.
- Effet d'incendie dans un calcul par MEF.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1]. O. RAHMANI, S.KEBDANI

"Introduction à la méthode des éléments finis pour les ingénieurs", OPU, 1981.

[2]. ECOLE NATIONALE DES PONT ET DES CHAUSSEES

" La méthode des éléments finis dans les projets de géotechnique ",1987.

[3]. G. DHATT, G. TOUZOT

" Une Présentation de la méthode des éléments finis", deuxième édition, 1987.

[4]. A. BOUVARD, G.COLOMBERT, F.ESTEUILLE

" Ouvrages souterrains, Conception-Réalisation-Entretien " ,1998.

[5]. M. PANET

" Calcul des tunnels par la méthode de convergence et confinement " , 1995.

[6]. C. CHERCHALI

"TUNNEL Calcul soutènement provisoire", Tome 1, O.P.U 1993.

[7]. O. MEZIDI

"PFE, Utilisation de modèles numériques d'éléments finis linéaire et quadratique pour l'analyse des problèmes de conduction de la chaleur", ENP ,2004.

[8]. T. KAMEL, K. RAHAB

" PFE, Investigation Numérique Des Différentes Phases D'un Creusement Souterrain Par Eléments Finis et Une Technique De Couplage D'éléments Finis et Infinis", ENP ,2009.

[9]. T. DERIAS, A. SOUFI

" PFE, Etude comparative d'un tunnel calculé en éléments finis et en éléments Shell", ENP ,2008.

LES SITES D'INTERNET :

[10]. [http:// www-twiki.polytech-lille.fr/pub/Main/.../projetttunnel2006.pdf](http://www-twiki.polytech-lille.fr/pub/Main/.../projetttunnel2006.pdf)

[11]. [http:// www.springerlink.com/index](http://www.springerlink.com/index)

[12]. [http:// www.itech-soft.com/fr](http://www.itech-soft.com/fr)

[13]. [http:// tunnelcroixrousse.fr](http://tunnelcroixrousse.fr)

[14]. <http://www.solem.ch/Tunnel/didacticiel/convergenceconfinement>