

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

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR- ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MASTER

DOMAINE SCIENCES ET TECHNIQUES

FILIERE GENIE CIVIL

SPECIALITE GEOTECHNIQUE

THEME

Etude de l'influence des lois de comportement et de la surcharge sur l'interaction sol-tunnel pour différents types de terrain encaissant

Présenté par:

LATRECHE AICHA
KHALFI ASMA

Dirigé par:

Dr. HACENE CHAOUCHE ABDELMADJID

Devant le Jury de soutenance

Dr. GHANIA BOUKHATEM
Dr. BADREDDIN SBARTAI E
Dr. NOUREDDINE CHELGHOUM

Promotion: juin 2019

REMERCIEMENT

Tout d'abord, nous remercions Dieu tout-puissant de nous avoir fait confiance et nous a donné la force de réaliser ce travail.

Nous voudrions exprimer notre profonde gratitude à toutes les parties qui, d'une manière ou d'une autre, ont facilité cette étude. Pour tous, nous sommes très endettés.

Nous remercions notre encadreur, le Docteur « **Abd el Madjid Hassan chaouche** », pour son aide et ses conseils tout au long du processus de recherche.

Notre honneur particulier s'adresse aux professeurs, chef de département « **Dr Slimani faycel** » et amis de département génie civil, qui nous ont donné au cours des trois dernières années l'occasion et le défi de suivre ce programme de maîtrise avec un cursus universitaire fructueux.

Nôtres remerciements vont aux responsable de laboratoire LTP ESTd'Annaba et aux employés qui nous ont fourni les données et informations dont nous avons besoin pour la recherche. Cependant, nous voudrions mentionner et exprimer nôtres remerciements particuliers à quelques-uns d'entre eux.

Nous voudrions remercier tout particulièrement le chef service de laboratoire des essais « **belkacem fethi** », d'avoir approfondi nôtres connaissances sur le secteur des routes en général et des questions portuaires en particulier.

Nous tenons aussi a remercier les membres de jury « docteur **boukhatem ghania** », « docteur **noureddine cherlghoum** » « docteur **sbartai** », pour accepter d'évaluer ce travail par leurs remarques et leurs critiques.

Par-dessus tout, notre plus profonde gratitude et notre reconnaissance envers notre charmante famille pour leur amour inconditionnel, leur soutien et leurs prières qui nous ont porté et soutenu tout au long de ce voyage.

باسم الله الرحمن الرحيم

الصلاة و السلام على رسوله محمد ابن عبد الله
إلى جميع آباء هذا العالم الذين كرسوا حياتهم لتعليم أبنائهم

إلى أمي الحنون

إلى أبي العزيز

AICHA

Dédicace

Je dédie ce travail

A **ma maman** qui m'a soutenu et encouragé durant mes années d'études. Qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance

A mes grands parents et ceux qui on partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours. A mon encadreur **HACENE CHAUCHE ABDELMADJID** pour son soutien quotidien. A **ma familles** Mes proches et ceux qui me donnent de l'amour et de la volonté.

A tous **mes amis** qui m'ont toujours encouragé et a qui je souhaite plus de succès A tout le personnel des professeurs et administrateurs de l'université badji mokhtar sur tout départ de génie civil et finalement A ceux que j'aime .

ASMA

ملخص

يشجعنا الدور الهام للأنفاق في البنية التحتية للطرق والسكك الحديدية على دراسة جميع الظواهر التي تحكم سلوكها تجاه البيئات التي تم تصميمها فيها وتجنب ظهور الاضطرابات التي يمكن أن تسبب الخراب.

تحقيقاً لهذه الغاية، يتمثل عملنا في دراسة تأثيرات بعض الظواهر مثل وجود حمل زائد (بناء أو غيرها) في بيئة حضرية لنفق دائري وكذلك تنوع الأراضي المحيطة على سلوكه.

في نهاية هذه الدراسة ، أوضحنا أهمية قوانين السلوك ، وتأثير الأحمال الزائدة على تفاعل نظام هيكل التربة. لتوضيح هذا العمل ، تم التوصية بطريقتين هما النهج التحليلي القائم على طريقة التقارب في الحبس والنهج العددي القائم على طريقة العناصر المحددة (برنامج بلاكسيس).

الكلمات المفتاحية : نفق دائري, حمولة زائدة ,قوانين السلوك, طريقة التقارب و الحبس , بلاكسيس .

Résumé

Le rôle important des tunnels dans l'infrastructure routières et ferroviaires nous incite a étudier tous les phénomènes qui régissent leur comportement vis-à-vis des milieux dans lequel ils sont conçus et ce, pour éviter l'apparition de désordres qui peuvent causer sa ruine.

A cet effet, notre travaille consiste a étudier les effets de certains phénomènes tels que la présence d'une surcharge (bâtiment ou autres) en milieu urbain pour un tunnel circulaire ainsi que la diversité des terrains encaissants sur son comportement.

A l'issue de cette étude on a montré l'importance des lois de comportement, et l'influence des surcharges sur l'interaction du système sol –structures. Pour concrétiser ce travail deux approches ont été préconisée à savoir une approche analytique basée sur la méthode de convergence confinement et un approche numérique basée sur la méthode des éléments fini (logiciel Praxis).

Mots clé : tunnel circulaire, surcharge, lois de comportement,plaxis, la méthode de convergence confinement .

Abstract

The important role of tunnels in the road and rail infrastructure encourages us to study all phenomena that govern their behavior vis-à-vis the environments in which they are designed and to avoid the appearance of disorders that can cause its ruin.

To this end, our work consists in studying the effects of certain phenomena such as the presence of an overload (building or others) in an urban environment for a circular tunnel as well as the diversity of the surrounding lands on its behavior.

At the end of this study we have shown the importance of behavior laws, and the influence of overloads on the interaction of the soil-structures system. To concretize this work, two approaches have been recommended namely an analytical approach based on the confinement convergence method and a numerical approach based on the finite element method (Praxis software).

Keywords: circular tunnel, overload, laws of behavior, praxis, convergence confinement method.

Liste des tableaux :

Numéro	Titre de Tableau	Page
II.1	Mélange de béton projeté (Hoek& Wood 1988).	33
IV.I.1	récapitulatif des déplacements dans un terrain sable dense.	76
IV.I.2	récapitulatif des déplacements dans un terrain argile raide.	79
IV.I.3	récapitulatif des déplacements dans un terrain sable mou.	82
IV.I.4	récapitulatif des déplacements dans un terrain argile molle.	85
IV.II.1	déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant sable dense (loi de mohr coulomb).	88
IV.II.2	déplacements totaux du tunnel dans le terrain sable dense (loi de harding soil model).	89
IV.II.3	déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant sable mou (loi de mohr coulomb).	89
IV.II.4	déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant sable mou (loi de harding soil model).	90
VI.II.5	déplacement totaux du tunnel dans le terrain encaissant argile raide (la loi de mohr coulomb).	91
VI.II.6	déplacement totaux du tunnel dans le terrain encaissant argile raide (la loi de soft soil model).	92
VI.II.7	déplacement totaux du tunnel dans le terrain encaissant argile molle (la loi de mohr coulomb).	93
VI.II.8	déplacement totaux du tunnel dans le terrain encaissant argile molle (la loi de soft soil model).	94
VI.II.9	comparaison en pourcentage entre les lois de comportement et mcc (cas d'un sable dense) .	95
VI.II.10	comparaison en pourcentage entre les lois de comportement et mcc (cas d'un sable mou).	97
VI.II.11	comparaison en pourcentage entre les lois de comportement et mcc (cas d'un argile raide).	98
VI.II.12	comparaison en pourcentage entre les lois de comportement et mcc (cas d'argile molle).	99
VI.II.13	comparaison des déplacements entre le sable mou et le sable dense.	101

VI.II.14	comparaison des déplacements entre l'argile raide et l'argile molle.	102
VI.II.15	comparaison des déplacements entre le sable mou et l'argile molle.	103
VI.II.16	comparaison des déplacements entre le sable dense et l'argile raide.	104
IV.II.17	déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant sable dense avec charge.	105
IV.II.18	déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant sable mou.	106
IV.II.19	comparaison en pourcentage des déplacements totaux dans terrain sable dense et le sable mou dans le cas de chargement	107
IV.II.20	déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant argile raide avec charge.	107
IV.II.21	déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant argile molle avec charge.	108
IV.II.22	comparaison en pourcentage des déplacements totaux dans terrain Argile raide et argile molle dans le cas de chargement.	109
VI .II.23	comparaison en pourcentage entre les déplacements avec et son chargement (sable dense)	110
VI.II.24	comparaison en pourcentage entre les déplacements avec et son chargement (sable mou).	111
VI.II.25	comparaison en pourcentage entre les déplacements avec et son chargement (argile raide).	112
VI.II.26	comparaison en pourcentage entre les déplacements avec ou son chargement (argile molle).	113

Liste des Histogrammes:

Numéro	Titre d'Histogramme	Page
IV.1	comparaison des lois de comportements et méthodes MCC pour le sable dense.	<u>96</u>
IV.2	comparaison des lois de comportements et méthodes MCC pour le sable Mou.	<u>97</u>
IV.3	comparaison des lois de comportement et méthode MCC pour l'argile raide.	<u>99</u>
IV.4	comparaison des lois de comportement et méthode MCC pour l'argile molle.	<u>100</u>
IV.5	comparaison entre le sable mou et le sable dense pour la lois de harding soil model.	<u>101</u>
IV.6	comparaison entre l'argile raide et l'argile molle pour les lois de comportements et méthodes MCC.	<u>102</u>
IV.7	comparaison entre l'argile molle et le sable mou pour la loi de mohr coulomb.	<u>103</u>
IV.8	comparaison entre l'argile raide et le sable dense pour la loi de mohr coulomb.	<u>104</u>
IV.9	comparaison des déplacements avec et son chargement dans un terrain sable dense.	<u>110</u>
IV.10	comparaison des déplacements avec et son chargement dans le terrain encaissant sable mou.	<u>111</u>
IV.11	comparaison des déplacements avec et son chargement dans le terrain encaissant argile raide.	<u>112</u>
IV .12	comparaison des déplacements avec et son chargement dans le terrain encaissant argile molle.	<u>113</u>

Liste des figures

Numéro	Titres des figures	Page
I.1	Les tunnels à travers les âges.	8
I.2	Le tunnel de la Traversette, au Mont Viso.	9
I.3	Le tunnel de Samos en Grèce.	9
I.4	Canal du Midi sorties Est et Ouest du tunnel de Malpas	10
I.5	Montage du tunnelier Est pour le percement du tunnel de l'A86 Ouest	11
I.6	L'entrée du tunnel sous la Manche	12
I.7	île sur le tracé du tunnel routier à travers la baie de Tokyo.	13
II.1	étapes de réalisation du tunnel.	18
II.2	Technique de Creusement à l'explosif .	22
II.3	Machine à attaque ponctuelle .	23
II.4	Creusement au tunnelier.	24
II.5	Béton projeté seul.	25
II.6	Béton projeté avec les cintres.	25
II.7	boulons à encrage	26
II.8	Cintres .	26
II.9	machine d'injection de consolidation	27
II.10	congélation	27
II.11	soutènement par boulonnage	28
II.12	boulon à ancrage réparti	30
II.13	cintre réticulés	31
II.14	mise en place du cintre	31
II.15	Blindage .	32
II.16	procédés de projection du béton	35
II.17	revêtement par voussoirs en béton .	36
II.18	voussoirs préfabriqués en béton armé	36
II.19	exemple de coffrage de tunnel	39
II.20	armatures de radier	39
II.21	Etanchéité par Géo membrane	40

II.22	Ventilation de tunnel	41
II.23	Les méthodes de dimensionnement du tunnels.	42
III.1	courbes de convergence de confinement et assemblage .	51
III.2	caractéristique d'une excavation circulaire et de soutènement	52
III.3	courbe de variation du taux de dé confinement λ en fonction de distance x du front (Cas du comportement élastique)	54
III.4	Maillage du domaine en triangles à trois nœuds	56
III.5	création du model (structre et terrain).	59
III.6	Création du couches de terrain .	60
III.7	Fenêtre des paramètres pour la loi the soft soil model .	61
III.8	création du tunnel circulaire.	61
III.9	Fenêtre des contraintes effectives dans le sol .	62
III.10	Fenêtre de phase de calcul du logiciel .	62
III.11	Fenêtre de phase de calcul du logiciel .	63
III.12	Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	65
III.13	Définition du module à 50% de la rupture	66
III.14	Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c = 0$.	68
III.15	Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.	69
III.16	Fenêtre des paramètres du Soft Soil Model.	71
IV.I.1	Convergence confinement du terrain sable dense et du soutènement	78
IV.I.2	Convergence confinement du terrain argile raide et du soutènement	81
IV.I.3	Convergence confinement du terrain sable mou et du soutènement .	84
IV.I.4	Convergence confinement du terrain argile molle et du soutènement	87
IV.II.1	diagramme des déplacements totaux d'un tunnel circulaire dans un sable dense (loi de mohr coulomb).	88
IV.II.2	diagramme des déplacements du tunnel dans un terrain sable dence(lois de harding soil model) .	89
IV.II.3	diagramme des déplacements du tunnel dans un terrain sable dence(lois de mohr coulomb).	90
IV.II.4	déplacements totaux du tunnel dans le terrain sable mou(HSM).	91
IV.II.5	déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant sable mou	92

	(MC).	
IV.II.6	diagramme des déplacements du tunnel dans un terrain encaissant Argile raide(SSM).	93
IV.II.7	diagramme des déplacements du tunnel dans un terrain Argile molle(MC).	94
IV.II.8	diagramme des déplacements du tunnel dans un terrain Argile molle(SSM).	95
IV.II.9	diagramme des déplacements du tunnel avec l'influence de la charge dans un terrain sable dense.	105
IV.II.10	diagramme des déplacements du tunnel avec l'influence d'une charge dans un terrain sable mou .	106
IV.II.11	diagramme des déplacements du tunnel avec l'influence de la charge dans un terrain argile raide .	108
IV.II.12	diagramme des déplacements du tunnel avec l'influence d'une charge dans un terrain argile molle .	109

Abréviation :

HSM : harding soil model

MCC : méthode de convergence confinement

MC : mohr coulomb

MEF : méthode des éléments finis

SSF : Soft soil model

Notations

dans notre travail, nous avons utilisé certaines notations pour représenter certaines valeurs les plus importantes sont les suivantes :

\varnothing : angle de frottements interne

C_{ref} : la cohésion

D : diamètre extérieur du tunnel

e : l'épaisseur de tunnel

\acute{e} : espacement entre les cintres

E : module de Young

E_b : module d'élasticité de béton

E_a : module d'élasticité d'acier

V : coefficient de poisson

Ψ : la dilatance

W : poids par mètre de profilés

G : module de cisaillement

I : moment d'inertie de la structure par unité de longueur

$2G$: la raideur du terrain

K_C : le raideur d'un cintre calé

K_b : la raideur de béton projeté

P_s : la pression de soutènement

P_a : le pression d'apparition

P_0 : la pression relative à la pose du soutènement

P_{max} : la pression maximale

r_p : rayon de la zone plastique

R : rayon du tunnel

RC : résistance à la compression

U : déplacement radial

U_a : le déplacement de la paroi à l'apparition de' la rupture

$U\acute{e}$: déplacement élastique de la paroi

$U_{\text{éq}}$: déplacement d'équilibre terrain –soutènement

b_0 : contraintes initiales homogènes et isotropes

$b_{\text{ad b max}}$: la contraintes limite admissible du béton

$b_{\text{ad a max}}$: la contraintes limite admissible d'acier

λ : le taux de dé confinement

λa : le taux de dé confinement à l (apparition de la rupture

γ_{insat} : la masse volumique ' sans l'eau)

$\{F\}$: vecteur forces aux nœuds ($2n*1$)

$[K']$: matrice carrée de rigidité ($2n * 2n$)

$\{U\}$: vecteur déplacement aux nœuds ($2n*1$)

E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial [kN/m²]

$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$:Module tangent dans un essai oedométrique [kN/m²]

m : Puissance (environ 0,5 pour les sables) [-]

Paramètres avancés :

$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$: Module en décharge (par défaut $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 3 E_{\text{ref}50}$) [kN/m²]

ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge-recharge [-]

(Par défaut $\nu_{\text{ur}} = 0.2$)

p^{ref} : Contrainte de référence (par défaut $p^{\text{ref}} = 100$ s) [kN/m²]

K_{nc0} : K_0 - consolidation (par défaut $K_{nc0} = 1 - \sin \phi$) [-]

R_f : Coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f = 0,9$) [-]

σ_{tension} : Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{\text{tension}} = 0$) [kN/m²]

λ^* : Indice de compression [-]

κ^* : Indice de gonflement [-]

c : Cohésion [kN/m²]

ϕ : Angle de frottement [°]

ψ : Angle de dilatance [°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge-décharge [-]

K_{0NC} : [-]

M : paramètre K_{0NC} [-]

Table des matières

Introduction générale.....	2
Objectifs de l'étude.....	3
Chapitre I : Recherche bibliographique sur les tunnels	
1-Historique du tunnel.....	5
1.1. Les souterraines avant l'apparition de l'homme.....	5
1.2. Les souterrains, de l'antiquité au moyen âge.	5
1.3. a la renaissance	6
1.4. Les grandes inventions des temps moderne.....	6
1.5.Grands tunnels de 1ère moderne.....	7
1.6. L'avenir des tunnels.....	7
2. Différents tunnels construits au cours du temps qui sont aidés à franchir divers obstacles pour des usages variés.....	8
2.1.Le tunnel romain de Furlo.....	9
2.2.Le tunnel de Malpas.....	10
2.3.Le tunnel ferroviaire de Fréjus.....	10
3. Les évolutions principales apportées au cours du XXe siècle.....	11
4. Certains ouvrages récents qui sont signalés par leur longueur ou leurs complexités particulières.....	12
4.1 le Seikan.....	12
4.2le tunnel de sous la manche.....	12
4.2. Le tunnel sous la Baie de Tokyo.....	12
Chapitre II: construction des tunnels	

I. Pré-dimensionnement des sections de tunnel circulaire par la méthode choisie de convergence confinement pour les quatre types de sols	75
1. Cas d'une section de tunnel dans un terrain « Sable dense » élasto-plastique	75
1.1 Courbe caractéristique de terrain :	75
1.2 Courbe caractéristique de soutènement	77
2. Cas d'une section de tunnel dans un terrain « Argile raide. »élasto-plastique	78
2.1 La courbe caractéristique de terrain	78
2.2 La courbe caractéristique de soutènement	80
3. Cas d'une section de tunnel dans un terrain « Sable mou » élasto-plastique	81
3.1 Courbe caractéristique de terrain	81
3.2 Courbe caractéristique de soutènement	83
du soutènement.	
4. Cas d'une section de tunnel dans un terrain « Argile molle » élasto-plastique	84
4.1 Courbe caractéristique de terrain	84
4.2 Courbe caractéristique de soutènement	86
II. Analyse paramétrique	87
1. Etude paramétrique sur le comportement du tunnel dans différents terrains encaissants son charge :.....	88
1.1Analyse de plaxis du terrain sable dense avec la loi de mohr coulomb	88
1.2Analyse de plaxis du terrain sable dense avec loi de harding soil model	89
1.3 Analyse de plaxis du terrain sable mou avec loi de mohr coulomb.....	90
1.4 Analyse de plaxis du terrain sable mou par loi de harding soil model	91

1.5 Analyse de plaxis du terrain argile raide par la loi de mohr coulomb.....	92
1.6 Analyse de plaxis du terrain argile raide par la loi de soft soil model.....	93
1.7 Analyse de plaxis du terrain argile molle par la loi de mohr coulomb.....	94
1.8 Analyse de plaxis du terrain argile molle par la loi de Soft Soil Model.....	95
2. Etude comparative sur l'influence des lois de comportements et la nature du sol encaissant sur le comportement du tunnel :.....	96
2.1 Comparaisons des déplacements totaux entre les lois de comportements.....	96
2.2 Comparaisons des déplacements totaux concernant la nature du terrain encaissant.....	102
2.3 Comparaison des déplacements entre l'argile molle et le sable mou pour les résultats de la loi mohr coulomb.....	104
2.4 Comparaison des déplacements entre l'argile raide et le sable dense pour les résultats de la loi mohr coulomb	105
3. Etude paramétrique sur le comportement du tunnel dans différents terrains encaissants avec l'effet de la charge :.....	106
3.1 Cas d'un terrain encaissant sable dense.....	106
3.2 Cas d'un terrain encaissant sable mou.....	107
3.3 Cas d'un terrain encaissant Argile raide.....	109
3.4 Cas d'un terrain encaissant argile molle.....	110
4. Etude comparative sur l'influence de la charge sur le tunnel dans différentes types du sol :.....	111
4.1 Comparaison entre les déplacements totaux en cas du terrain encaissant sable dense avec et son chargement	111
4.2 Comparaison entre les déplacements totaux en cas du terrain encaissant sable mou avec et son chargement:.....	112
4-3comparaison entre les déplacements totaux en cas du terrain encaissant argile raide avec et son chargement :.....	113
4-4comparaison entre les déplacements totaux en cas du terrain encaissant argile molle avec et son chargement :.....	114
Conclusion générale.....	116

I. Les facteurs en prendre en compte pour construire un tunnel.....	15
1. Reconnaissance des caractéristiques préliminaires.....	15
1.1. Le site du tunnel.....	15
1.2. Le tracé du tunnel.....	15
1.3. But du tunnel.....	15
2. Creusement et recouvrement du tunnel.....	16
2.1 Creusement d'une tranchée.....	16
2.2. La fin de construction d'un tunnel.....	16
3. Utilisation des tubes immergés.....	17
3.1. Dragage d'une tranchée à l'endroit où le tunnel va se trouver.....	17
3.2. Pose de la série de tubes en acier tout le long de la tranchée.....	17
3.3. La mise en place de remblai tout autour du tube pour supporter la pression de l'eau	
3.4. Relier les tubes en retirant les cloisons.....	17
4. Utilisation d'une machine de forage.....	17
4.1. le Choix de la bonne machine de forage.....	17
4.2. La mise de machine en position.....	18
4.3. Construction du système de soutien du tunnel pendant que la machine le creuse...	18
4.4. Vaporisation du béton sur les murs du tunnel entre les anneaux de soutien.....	18
II- Techniques de construction des ouvrages souterrains.....	20
1. Techniques d'excavation.....	21
1.1. Creusement à l'explosif.....	21
1.2. Creusement à attaque ponctuelle.....	22
1-3. Creusement au tunnelier.....	23
2. Le soutènement.....	24
2.1. Système de soutènement provisoire.....	24
2.2. Soutènement permanent.....	27

2.3. Classification des soutènements.....	27
2.3.1. Soutènement métallique	28
2.3.2. Soutènement en béton	32
2.3.3.La nouvelle méthode autrichienne (N.M.A)	37
3. Le Revêtement	37
3.1.Revêtement définitive	37
3.2. Types de revêtement.....	38
3.2.1 Revêtement en béton coffré armé	38
3.2.2. Revêtement en béton coffré non armé	39
4- Les accessoires des tunnels.....	40
4.1 Étanchéité.....	40
4.2 Drainage	40
4.3 Ventilation.....	41
III. Les méthodes des dimensionnements des tunnels.....	42
1.1 Méthode de recommandations de l'AFTES.....	43
1.2 Méthode de Barton.....	44
1.3. Méthode de Bieniawski.....	45
2. Les méthodes analytiques.....	45
2.1 La méthode convergence-confinement.....	46
3. Les méthodes numériques.....	46
3.1 Les méthodes des éléments finis	47
4. La méthode des réactions hyperstatiques.....	48
I- Méthodes numérique et analytique utilisées pour le pré dimensionnement de tunnel.....	50
1. Méthodes numérique	50
1.1. La méthode convergence-confinement	50

1.2 Principes généraux de la méthode	51
1-3 Hypothèse	52
1-4 Emploi de la méthode convergence-confinement	53
2. Méthode analytique (méthode des éléments finis).....	54
2.1 Introduction.....	54
2.2 Bref historique de MEF :.....	55
2.3 Concept de base.....	55
2.4 Les avantages de la M.E.F :	56
2.5 Principes de la méthode	57
2.6 Application au calcul des ouvrages souterrains :.....	58
2.7 Principes des codes de calcul PLAXIS:.....	58
2.8 Définition d'un modèle d'éléments finis sur logiciel PLAXIS.....	59
II. Les modèles de comportement utilisés dans plaxis.....	64
1. Modèle élastique linéaire	64
1.1 Le modèle de Mohr-Coulomb	64
1.2 La loi de soft soil model.....	68
1.3 La loi de soft soil model pour sols "mous"	70

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'extension des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles qui conduisent généralement à la construction de tunnels. De même l'encombrement de la surface du sol dans les villes rend nécessaire la construction d'ouvrage souterrain (voiries et métros).

Les ouvrages souterrains sont donc de types d'usages et de dimensions très diverses, on distingue deux grandes catégories :

- Les ouvrages souterrains et structures enterrés (usines et gare souterraines, parking, lieux de stockage, excavation minières).
- Les ouvrages de section plus ou moins régulière (tunnels, buses, galeries, tuyaux, canalisations).

Un **tunnel** est une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route, chemin piétonnier). Sont apparentés aux tunnels par leur mode de construction les grands ouvrages hydrauliques souterrains, tels que les aqueducs, collecteurs et émissaires destinés soit à l'amenée, soit à l'évacuation des eaux des grands centres et certaines conduites établies en liaison avec les barrages et usines hydro-électriques.

La construction d'un tunnel est dans le but de créer une liaison entre deux points ou deux régions. La fonction des tunnels ne consiste pas seulement à la réalisation de voies de communication routière ou ferroviaires, mais elle concerne aussi les galeries souterraines destinées aux reconnaissances in situ et aux travaux miniers pour l'extraction de minéraux et de roche fossiles tels que le charbon et le pétrole, aussi pour l'amélioration de l'environnement et de la sécurité de l'humanité.

Objectifs de l'étude :

L'objet de cette étude est l'analyse de l'influence du modèle des lois de comportement de deux types de sol, en l'occurrence, les sables lâches et denses et l'argile molle et l'argile raide dans le calcul d'un tunnel circulaire. En fait, il s'agit d'analyser ce comportement sur l'interaction sol-tunnel, par rapport aux déplacements totaux dans les cas des lois de comportements suivantes : MC pour tous les type de sols, SSM pour l'argile (molle ou raide) et HSM dans le cas du sable (dense et lâche)

Aussi, l'étude de l'effet d'une surcharge due à la présence d'un bâtiment ou autres en milieu urbain sur le comportement de l'interaction sol-tunnel. A l'issue de cette étude on a montré l'importance des lois de comportement, et l'influence des surcharges sur l'interaction du système sol –structures. Pour concrétiser ce travail deux approches ont été préconisée à savoir une approche analytique basée sur la MCC un approche numérique basée sur la MEF (logiciel Praxis)

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES TUNNELS

Recherche bibliographique sur les tunnels

1-Historique du tunnel

1.1. Les souterraines avant l'apparition de l'homme

Avant l'apparition de l'homme, les galeries souterraines étaient le fait de nature ou des animaux, la grotte de Zhoukoudian en Chine a été occupée entre -460000 et -230000 par l'HOMO ERECTUS PEKIENESIS. Les effondrements successifs du toit de cette grotte au cours des millénaires ont chassé progressivement les occupants vers la sortie, ensevelissant des débris d'os et d'outils.

L'Homo sapiens a sans doute commencé à creuser le sol pour chercher l'eau, creusement vertical créant des puits, avant de se lancer dans le creusement horizontal, plus périlleux, pour rechercher des minéraux.

La plus ancienne mine connue serait située au Swaziland sous la colline de Bomvu (-40 000), où le forage se faisait par les os, les racloirs en bois de cerf et les pierres.

1.2. Les souterrains, de l'antiquité au moyen âge

Pour répondre au besoin de l'irrigation et de l'alimentation des villes en eau, les civilisations de la Mésopotamie, de l'Égypte, de Grèce et de Rome, ont creusé des canaux, aqueducs, non seulement à l'air libre, mais aussi en tunnel.

Dans la majorité des cas, les techniciens creusaient en fait une tranchée à l'air libre, profonde de plusieurs mètres, et ils la recouvraient de voûtes de maçonnerie, puis de terre. Si la profondeur atteinte ne suffisait pas pour assurer la continuité du fil d'eau, ils creusaient de vraies galeries souterraines.

Dans ce cas, tous les 50 à 100 m, ils réalisaient des puits d'aération et d'éclairage. On trouve en France des restes d'aqueducs souterrains de ce type à Rives de Giers ; près de Lyon ou dans les environs de Nîmes.

À cette époque, certains ouvrages exceptionnels ont été réalisés, l'un des plus fameux est le tunnel aqueduc construit en 530 avant J.-C. par empereurs, dans l'île grecque de Samos.

Il a été aussi réalisé sous l'antiquité des tunnels servant au transport des personnes, des animaux et des biens. Parmi eux, le tunnel de Pouzzoles est des plus remarquables : construit par les Romains en 37 après J.-C., il était long de 900 m, large de 7,5 m et haut de 9 m. Il traversait de bons terrains, de creusement aisé.

Lorsqu'il fallait creuser de la roche dure, il arrivait qu'on la chauffe et la dilate avec du feu, puis la refroidisse brutalement pour la faire éclater.

Au cours du moyen-âge les modes de creusement et de soutènement sont restés toujours analogues à ceux de l'antiquité, mais, depuis la chute de l'empire romain, on n'a plus beaucoup construit d'aqueducs ni de tunnels.

1.3. a la renaissance

A partir de la renaissance des améliorations techniques déterminantes apparaissent :

Pour creuser en profondeur il fallait être capable de pomper les eaux qui envahissaient souvent les galeries de mine et les ouvrages souterrains. Les pompes à piston ont bien été inventées par grec.Ctesibos d'Alexandrie, en 270 avant j c, mais ce n'est qu' au XV^{ème} siècle, après qu'elle ait été perfectionnées, qu'elles ont pu être utilisées pour les travaux de mine.

L'utilisation de la poudre explosive était connue en occident depuis le moyen âge .c'était la « poudre noire » mélange de soufre, de charbon de bois et de salpêtre (nitrate de potassium).

Mais, pour briser les roches, on ne pouvait utiliser l'explosif que si l'on était capable de déclencher une explosion en toute sécurité. Ceci n'a pu se faire qu'avec la mise au point de la « mèche lente ».l'emploi de la poudre dans les mines date en conséquence 1613.

On ne disposait toujours pas à la fin de la renaissance ,ni d'ailleurs jusqu' vers 1790, de moyen mécanique pour forer les trous de mine destinés à recevoir la poudre explosive.Il fallait creuser ces trous à la main, on frappant avec des mailles sur une « barre à mine », lourde barre métallique.

On ne connaissait pas les calculs mathématique, permettant d'estimer, à partir de mesures physiques faites sur place ou en laboratoire les poussées exercées par les terrains et d'apprécier les risque d'effondrement. Ces progrès n'apparaîtront qu'à l'époque moderne, à partir de la fin du XVIII^{ème} siècle.Un ouvrage remarquable de cette époque est le tunnel de malpas.

De cette époque encore, date le grand égout circulaire de paris, long de 6128m et haut de 2m. Il a été achevé en 1740.

1.4. Les grandes inventions des temps moderne

Aux XIX^e siècles, le monde occidental progresse vivement dans le développement des concepts scientifiques et s'industrialise.

Des innovations importantes voient le jour à l'occasion de la réalisation de nouveaux ouvrages :

L'utilisation du bouclier

Une première avancées technologie des temps modernes fut l'invention du bouclier par l'ingénieur Marc Isambert Brunel, français émigré au Royaume-Uni.il s'agissait d'un échafaudage mobiles en bois inventé a l'occasion du creusement, sous la tamise, du tunnel de wapping à Londres.

On notera que c'est à l'occasion de réalisation de cet ouvrage que le mot « tunnel » a été utilisé pour la première fois, par Isambert Brunel. Ce terme était dérivé du mot tonnelle.

Auparavant, on parlait de « Pertuis », ou de « galerie ».

Cinquante ans plus tard, avec un bouclier cylindrique mieux adapté, un nouveau tunnel sous la tamise, a Tower Hill, dans le quartier des docks, a pu être réalisé en six mois.

L'utilisation de l'air comprimé

En 1873, pour la première fois, de l'air comprimé est pour empêcher l'eau de la nappe phréatique de pénétrer dans un tunnel en construction. Ce fut sous l'Hudson River, a New-York, pour la construction d'un tunnel ferroviaire.

L'utilisation des perforatrices à air comprimé

La nouvelle technique des perforatrices à air comprimé avait été inventée en Angleterre, perfectionnée en Belgique, mais étaient loin d'être au point. Cette technique fut perfectionnée lors du creusement du tunnel ferroviaire du Fréjus. L'air comprimé servir aussi à la ventilation du chantier.

1.5.Grands tunnels de 1ère moderne

Le plus ancien grand tunnel routier en France est celui du Lioran dans le cantal.sa construction a commencé en 1839 et s'est achevée en 1847.Il a été creusé de façon traditionnelle a la main et l'explosif ; avec de petites galerie, élargie ensuite.sa longueur est de 1414m.

Le plus ancien tunnel ferroviaire en France est celui de terre noire, sur la voie ferrée saint_etienne_lyon. Il a été réalisé de 1827 a 1832.sa longueur est de 1500m

Mais dans le domaine des travaux sou terrains, deux ouvrages majeurs marquent les esprits : le tunnel de Wapping en Angleterre (1824-1842) et le tunnel ferroviaire de Fréjus (1857-1871).

Après 1871 d'autres grands tunnels alpins ferroviaires furent réalisés, dont le Saint-Gothard (15km) et le Simplon (19,5km).le Fréjus avait ouvert la voie.

Il faut citer les galeries hydrauliques destinées à amener des cours d'eau sous très forte pression des bassins de retenue situés en haute montagne, vers les usines hydroélectriques réalisée en 1896.elle est longue de 1800m , avec un diamètre de 3m.

Il faut citer les galeries hydrauliques destinées à amener des des cours d'eau sous très forte pression des bassins de retenue situés en haute montagne, vers les usines hydroélectriques situées en fond de vallée.la plus ancienne au monde est celle de Chedde, en haute Savoie, réalisée en 1896.elle est longue de 1800m, avec un diamètre de 3m.

1.6.L'avenir des tunnels

Le tunnel d'A86 ouest est un exemple de l'évolution récente des tunnels routiers et de la prise en compte des nouvelles exigences en matière d'environnement et de sécurité, mais aussi de maitres des couts, grâce à la limitation de gabarit que permet l'absence de camions.

Le nombre de tunnel et, plus généralement, d'ouvrage souterrain construit annuellement dans le monde augmente et continuera à augmenter.

Ces ouvrages permettent, aussi bien de résoudre certains problèmes d'urbanisme que rencontrent les grandes agglomérations des pays industrialisés que de franchir de la montagne et de bras de mer

Mais il devient de plus en plus coûteux du fait des exigences croissantes portant sur le respect de l'intégrité des constructions situées en surface et surtout de très haut niveau de sécurité à garantir en cas d'incendie.

Les coûts qui en découlent, en particulier ceux d'exploitation pourraient devenir un sérieux frein aux développements futurs.

Il faudra savoir rester raisonnablement réaliste quant à ces exigences, pour permettre à ces ouvrages de continuer à nous faire profiter de leurs avantages dans l'aménagement des villes et des territoires



Figure I.1: Les tunnels à travers les âges.

2. différents tunnels construits au cours du temps qui sont aidés à franchir divers obstacles pour des usages variés

Il a toujours été plus difficile de réaliser un ouvrage en souterrain qu'à l'air libre. Et malgré tout, depuis très longtemps, l'homme a créé des ouvrages souterrains en réalisant des prouesses.

Ceci était particulièrement vrai dans les temps antiques, quand on ne disposait pas de pompe pour puiser l'eau qui suintait ou qui envahissait les galeries, ni de ventilateurs pour renouveler l'air artificiellement, ni de moyens puissants d'éclairage ou de perforation. Quand enfin on avait les plus grandes difficultés à s'orienter, ne disposant pas d'instruments de visées topographiques.

2.1. Le tunnel romain de Furlo

Le tunnel romain antique de Furlo a été construit au pic et à la pioche en 6 ans, entre 76 et 70 avant J.C. par Vespasien.

Il se situait sur la voie Flaminienne, qui traversait les Appennins au nord de Rome. Il est long de 38 mètres, large de 5,40 et haut de 4,80.

Il a conservé jusqu'à aujourd'hui son usage routier !



Figure I.2 Le tunnel de la Traversâtes, au Mont Viso.

En 1480, le Marquis de Saluces fait percer un "Pertuis", comme on disait alors, à *travers la crête sommitale du Mont Viso*, afin de faciliter le passage des caravanes de mulets.

Cet ouvrage, non revêtu de maçonnerie, est long de 75 m, large de 2,5 m et haut de 2 m. Situé à 2900 m d'altitude. Il est considéré comme le plus ancien tunnel à travers les Alpes.



Figure .I.3 : Le tunnel de Samos en Grèce.

Cet ouvrage est remarquable par sa *longueur*, de 1 265 m. Il a été creusé sous une colline, *sans puits intermédiaire* !

On peut imaginer les conditions de travail des ouvriers, dans cet espace confiné, mal ventilé et mal éclairé. Le plus extraordinaire est que l'ingénieur Eupalinos, qui ne disposait pas d'autre moyen de visée que l'alignement de points de mire ait réussi à faire se rencontrer en souterrain les deux chantiers qui venaient à la rencontre l'un de l'autre sous la colline à traverser.

La galerie est large de 1,75 m et haute de 1,75 m. Sur sa gauche a été creusé un premier canal. Mais sa pente s'est révélée être insuffisamment régulière. Eupalinos a alors fait creuser, plus en profondeur, une galerie aqueduc reliée au canal latéral du tunnel principal par des puits ! Certains de ces puits sont profonds de 10 m. Sur la photographie, le tunnel est éclairé par des lampes électriques et non par des puits d'aération, qui n'existent pas.

2.2 Le tunnel de Malpas

Il s'agit du plus ancien tunnel canal au monde, destiné à la navigation.

Il a été construit sous Louis XIV par Pierre-Paul Riquet, dans le cadre des travaux du canal Midi. Long de 165 m il est encadré par deux profondes tranchées d'accès.

C'est le premier tunnel réalisé à l'explosif. Ses dimensions sont considérables : 8 m de largeur pour 8 m de hauteur. Le canal du Midi et le tunnel de Malpas sont toujours exploités.



Figure. I.4 : Canal du Midi sorties Est et Ouest du tunnel de Malpas

2.3. Le tunnel ferroviaire de Fréjus

Avant 1857, on n'avait jamais pu réaliser de tunnel transalpin de plus de 1500 m. Le plus long était celui de Semmering, d'une longueur de 1434 m, situé sur la ligne Vienne Trieste et achevé en 1854 : remarquable tunnel creusé dans le rocher, à l'aide de 9 puits d'attaque intermédiaires.

Les longueurs limitées étaient la conséquence des lenteurs des creusements et des difficultés à ventiler les chantiers, surtout lorsqu'ils devaient être creusés à l'explosif.

En 1850 se posait la question de la construction du tunnel ferroviaire du Fréjus. Celui-ci devait traverser les Alpes, entre Turin et Chambéry, sur une longueur de 13 Km, sans la possibilité de creuser aucun puits d'attaque intermédiaire étant donnée l'importance de la couverture rocheuse.

Pour obtenir un rythme d'avancement suffisant, les ingénieurs, dirigés par Sommeiller, comptaient sur la nouvelle technique des perforatrices à air comprimé. Celles-ci avaient été inventées en

Angleterre, perfectionnées en Belgique, mais étaient loin d'être au point. Les usines d'air comprimé devaient être installées à l'air libre, aux extrémités du tunnel, à Bardonnèche et à Modane. L'air comprimé devait aussi servir à la ventilation du chantier.

3. Les évolutions principales apportées au cours du XXe siècle

- sur l'amélioration décisive, dans la seconde moitié du siècle des moyens de calcul des efforts à supporter par l'ouvrage ;
- sur les modes de creusement et de soutènement ;
- et sur l'importance croissante des dispositifs de ventilation et de sécurité.



Figure. I.5 : Montage du tunnelier Est pour le percement du tunnel de l'A86 Ouest, long de 10 km.

4. Certains ouvrages récents qui sont signalés par leur longueur ou leurs complexités particulières

. Sans prétendre être exhaustifs, on peut en citer quelques uns :

4.1 le Seikan

Alors que le plus long tunnel ferroviaire du monde était celui du Simplon, les Japonais achevèrent en 1988 le creusement du tunnel du Seikan, entre les îles de Honshu et de Tokaido. Il est long de 53, 9 Km. Il passe sous un détroit marin long de 23, 3 Km. Les terrains étant trop hétérogènes, et insuffisamment connus pour qu'on utilise des tunneliers, il a été creusé de façon traditionnelle, à l'explosif. Il passe à 240 m au dessous du niveau de la mer. Sa construction a donné lieu à de nombreuses difficultés

4.2le tunnel de sous la manche.

Sa construction a suivi de peu celle du Seikan. Apparemment il en diffère peu, puisqu'il est long de 50, 5 Km dont 35 km sous la mer. En réalité, il est de technologie très différente. Devant traverser des roches de craie, homogènes et bien connues, il a été creusé lui au tunnelier. Ceci s'est fait à des cadences d'avancement rapides, qui ont atteint jusqu'à 51 mètres en une journée. Il ne passe qu'à 30 m au dessous du niveau de la mer.



Figure. I.6 : L'entrée du tunnel sous la Manche.

4.2. Le tunnel sous la Baie de Tokyo

Il arrive que les dispositifs de sécurité prennent une place considérable, comme c'est le cas pour le tunnel routier réalisé pour permettre la traversée sous marine de la Baie de Tokyo.

On pourra associer à ces ouvrages ferroviaires les grandes liaisons ferroviaires et routières récentes ou en cours de réalisation ou de projets, destinées à traverser d'autres détroits marins ou des chaînes de montagnes :

- au Danemark, le Størbelt, qui relie les îles de Seeland et de Fionie
- en Suisse, le nouveau tunnel ferroviaire du Saint-Gothard, en cours de travaux. Il sera long de 57 Km.

Une île artificielle pour le tunnel de la baie de Tokyo

Il a fallu réaliser en pleine baie de Tokyo une île artificielle *pour recevoir les usines de ventilation* du tunnel routier sous-marin qui traverse la baie.

Ce projet est l'un des derniers grands projets menés à terme pour relier les deux parties est et ouest de la baie : l'Aqua-line, un gigantesque pont-tunnel de 15 kilomètres de long (tunnel dans sa partie ouest, pont dans sa partie est) comportant un grand centre commercial, complexe de boutiques et de restaurants, à la jonction entre le tunnel et le pont.

La tour d'aération qui se dresse en plein centre de la baie, énorme construction en forme de cône arrondi, est devenue en quelques mois, une figure emblématique de la ville de Tokyo.



Figure .I.7 :île sur le tracé du tunnel routier à travers la baie de Tokyo.

CHAPITRE II

construction des tunnels

Introduction

Les méthodes les plus répandues pour construire un tunnel consistent à creuser une tranchée et à la recouvrir, à immerger un tube ou à utiliser une machine de forage de tunnel.

I. Les facteurs en prendre en compte pour construire un tunnel

1. Reconnaissance des caractéristiques préliminaires

1.1. Le site du tunnel

Le lieu choisi pour le tunnel va déterminer les outils et les techniques nécessaires à sa construction et à la préparation pour l'utilisation du tunnel. Les tunnels peuvent être rangés en trois catégories.

Les tunnels dans les sols mous. Ces tunnels demandent un soutien à l'entrée pour éviter qu'il s'effondre. Ces tunnels sont généralement peu profonds et on les utilise pour les métros, l'approvisionnement en eau et l'évacuation des eaux.

Les tunnels dans la pierre. Puisqu'ils sont creusés directement dans le roc, ces tunnels demandent peu de soutien, si ce n'est aucun. Les tunnels pour les voitures et les trains sont généralement de ce type.

Les tunnels sous l'eau. Comme leur nom l'indique, ces tunnels passent sous les rivières, les lacs, les canaux et dans le cas du tunnel sous la Manche, directement sous la mer. Ce sont les tunnels les plus difficiles à construire, car il faut éviter que l'eau entre dans le tunnel pendant et après sa construction .

La construction d'un tunnel sous une ville pose des problèmes similaires à celle d'un tunnel sous l'eau, car le sol a tendance à s'affaisser sous le poids des bâtiments qui se trouvent au-dessus. Les connaissances en géologie du site permettent de prédire l'ampleur de cet affaissement et de suggérer des méthodes pour le réduire.

Le tracé du tunnel

Un tunnel avec un tracé long, simple et droit est facile à creuser avec une machine de forage.

Les tunnels différents de ce schéma présentent des problèmes qui rendent leur construction plus compliquée.

Les tunnels courts ne sont pas construits avec une machine à forer, car cela ne serait pas rentable.

Les tunnels qui demandent des diamètres de forage différents sur leur tracé ne sont généralement pas construits avec une machine de forage à cause du délai qu'implique l'ajustement du diamètre de la tête de forage.

On n'utilise pas non plus de machine de forage de tunnel si celui-ci présente des virages aigus ou des intersections.

1.3. But du tunnel

L'utilisation que vous allez faire du tunnel détermine le travail nécessaire en plus de la construction du tunnel avant de le mettre en service.

Les tunnels qui permettent de transporter des passagers ont besoin d'une certaine forme de ventilation. Pour les tunnels qui abritent des routes, il faut des conduits d'aération pour éviter l'accumulation de dioxyde de carbone. Pour les tunnels ferroviaires, il faut des conduits d'aération pour éliminer les gaz d'échappement. Ces deux types d'installation permettent aussi d'évacuer la fumée qui pourrait s'accumuler dans le tunnel si un incendie venait à s'y déclarer.

Les tunnels très fréquentés, comme le Big Digs de Boston, pourraient présenter des centres d'opérations avec un personnel dédié et de l'équipement vidéo pour surveiller le trafic dans le tunnel et gérer les urgences.

Les longs tunnels automobiles comme le tunnel Eisenhower dans le Colorado doivent être éclairés pour faciliter le passage des véhicules. D'autres tunnels automobiles comme ceux qu'on trouve dans le Zion National Park dans l'Utah peuvent présenter des ouvertures afin de laisser passer la lumière naturelle et de permettre aux passagers de voir le paysage qu'ils traversent

2. Creusement et recouvrement du tunnel

2.1 Creusement d'une tranchée

On va creuser la zone où va se trouver le tunnel et le toit du tunnel sera créé et recouvert une fois qu'il aura été terminé. Ce genre de tunnel se construit de deux façons différentes :

De bas en haut : on crée d'abord le soutien au sol avant de construire le tunnel autour

De haut en bas : on construit les murs et le toit du tunnel au niveau du sol et la tranchée du tunnel est construite en dessous

On utilise ces deux méthodes en premier lieu pour les tunnels peu profonds bien que la méthode de haut en bas permette de creuser des tunnels plus profonds qu'avec la méthode de bas en haut. Les tunnels plus profonds sont souvent construits en utilisant un bouclier de forage, une structure qui ressemble à une boîte avec de petites ouvertures pour creuser le tunnel. Une fois que la terre devant le bouclier est retirée, on le déplace en avant et on continue de creuser.

2.2. La fin de construction d'un tunnel.

Cela dépend de la méthode que vous avez utilisée.

Les tunnels créés en suivant la méthode de bas en haut doivent être recouverts pour créer le toit et les surfaces qui doivent se trouver sur le dessus du tunnel sont alors construites ou reconstruites.

Les tunnels créés en suivant la méthode de haut en bas sont creusés plus profondément, sous la base des murs et du toit avant de mettre en place une base qui sert de plancher au tunnel

3. Utilisation des tubes immergés

3.1. Dragage d'une tranchée à l'endroit où le tunnel va se trouver

Cette méthode est similaire à la méthode précédente, mais elle est utilisée pour creuser des tunnels sous l'eau. La tranchée doit être de la longueur qu'aura le tunnel une fois terminé.

3.2. Pose de la série de tubes en acier tout le long de la tranchée

Chaque tube doit être scellé à chaque extrémité avec une cloison. Si le tube sert au trafic routier, comme c'est le cas du tunnel Ted Williams de Boston, le tube est installé avec des routes préconstruites.

3.3. La mise en place de remblai tout autour du tube pour supporter la pression de l'eau

Dans le cas du tunnel Ted Williams, ce remblai est constitué d'une couche de 1,5 m de rochers.

3.4. Relier les tubes en retirant les cloisons

Toutes les routes ou les chemins de fer construits entre les tubes doivent être connectés à ce moment-là.

4. Utilisation d'une machine de forage

4.1. le Choix de la bonne machine de forage

Les machines de forage de tunnel qu'on appelle aussi des « taupes » sont constituées de plateaux circulaires sur le devant qu'on appelle des boucliers. Des appareils en forme de disque sur le bouclier permettent de creuser dans la roche et la terre qui traversent le bouclier en passant par des ouvertures avant de se retrouver sur un convoyeur à l'intérieur de la machine pour être expulsées par l'arrière.

Les types de boucliers pour les machines de forage varient selon le terrain à creuser, par exemple de la terre molle et humide ou de la roche dure. Le diamètre des boucliers varie entre huit mètres pour ceux utilisés lors de la construction de la centrale électrique de Linth-Limmern en Suisse à 17,5 m sur la « grosse Bertha » d'Hitachi Zosen .

Les machines de forage conçues pour creuser des tunnels sous l'eau présentent aussi des chambres sur l'avant pour appliquer une pression sur le sol qu'elles traversent.

Pour des travaux plus importants, on peut aussi utiliser plusieurs machines de forage. Le tunnel sous la Manche en a demandé.

4.2. La mise de machine en position

Pour un tunnel au même niveau que la surface, cela ne présente pas de problème. Si le tunnel doit être creusé profondément dans le sol, on creuse généralement un couloir d'accès, souvent circulaire,

avant de le recouvrir de béton. On fait ensuite descendre la machine à forage dedans et le tunnel est creusé à partir de ce point-là.

Pour les tunnels plus longs, il est possible de creuser plusieurs couloirs d'accès.

Lorsque le tunnel est terminé, ces couloirs d'accès deviennent des conduits d'aération ou des sorties de secours. S'ils sont inutiles, on les laisse tout simplement en place ^[8].

4.3. Construction du système de soutien du tunnel pendant que la machine le creuse

On installe des segments de béton préconstruits derrière la machine à forage pour former un anneau à des intervalles prédéterminés.

4.4. Vaporisation du béton sur les murs du tunnel entre les anneaux de soutien

Le béton vaporisé permet de recouvrir et de stabiliser les murs du tunnel. Il contient des fibres d'acier ou de polypropylène qui le renforcent, un peu comme les barres d'acier renforcent le béton armé . Il pourrait aussi contenir un accélérateur qui lui permet de coller aux murs du tunnel et de sécher rapidement.

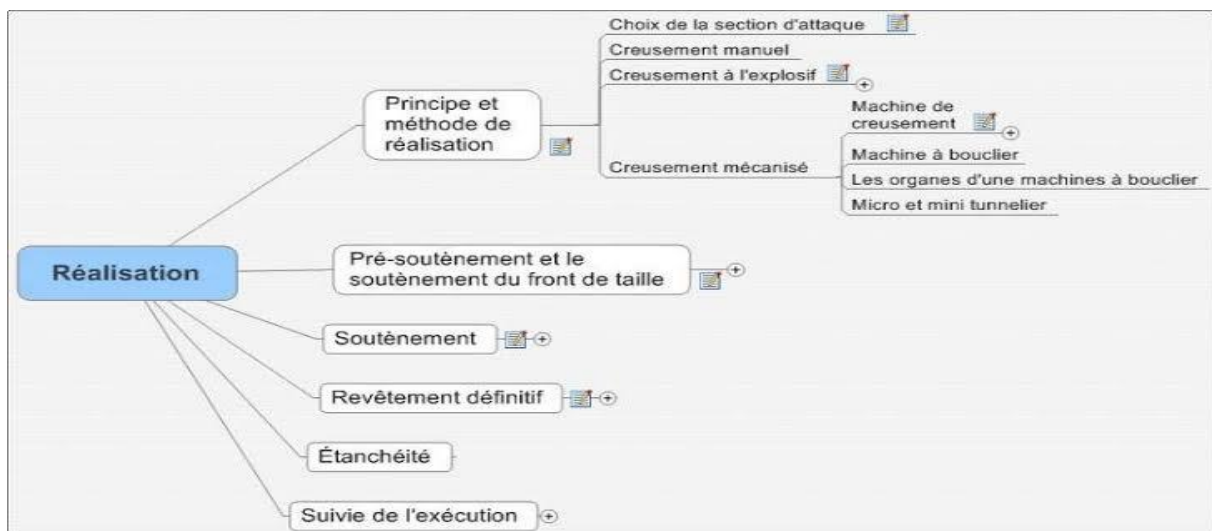


Figure II.1 : étapes de réalisation du tunnel.

Conseil

Les premiers tunnels étaient creusés dans la roche en faisant des trous et en utilisant des explosifs, d'abord de la poudre à canon, puis de la dynamite. On installait des soutiens temporaires en bois avant de les remplacer par des briques et du ciment. Les tunnels plus tardifs utilisaient des anneaux segmentés en fonte vissés les uns aux autres à la place du bois et du ciment ^[12].

Il est aussi possible de creuser des tunnels dans la terre molle en utilisant des vérins pour pousser des tubes, des tuyaux ou des excavateurs en forme de boîte avec une tête de forage. Les tunnels creusés avec des tuyaux ont tendance à être plus étroits, pas plus de trois mètres de diamètre tandis que ceux creusés avec les excavateurs peuvent atteindre un diamètre de 20 mètres ^[13].

Avantages de construction d'un tunnel

Pour traverser une rivière ou un bras de mer, un tunnel est généralement plus coûteux à construire qu'un pont. Il existe cependant beaucoup de raisons de choisir un tunnel plutôt qu'un pont :

- Des considérations de navigation peuvent intervenir dans ce choix. Il est possible d'éviter d'avoir recours à des **pont levants** ou à des **ponts suspendus**, en créant des tunnels à certains endroits de la traversée, rendant ainsi le trafic fluvial ou maritime possible.
- Les ponts exigent habituellement sur chaque rivage une plus grande emprise que des tunnels ; dans les secteurs où l'immobilier est particulièrement cher (**Manhattan, Hong Kong**, etc.), c'est un facteur fort en faveur des tunnels.
- Dans le cas du projet **Big Dig** à Boston, un système de tunnels a été choisi afin d'augmenter la capacité du trafic.
- Un tunnel permet d'éviter des difficultés liées aux marées ou au mauvais temps pendant la construction (comme dans le **tunnel sous la Manche** de 50 km)
- Pour des raisons esthétiques (préservation de la vue, du paysage)
- Pour des raisons de résistance du sol au poids de l'ouvrage.
- Pour des raisons écologiques. Le tunnel à la différence de la route, d'une voie ferrée, ou de certains ponts n'a pas d'impact en termes de fragmentation éco paysagère ou de pollution lumineuse et le roadkill y est limité si l'entrée des animaux y est limitée par des aménagements adaptés aux ouvertures. Ainsi les mesures conservatoires faisant suite à une étude d'impact peuvent se traduire par la construction d'un tunnel. Le ferroutage est une solution permettant (comme dans le tunnel sous la manche) de limiter la pollution de l'air par les micro et nanoparticules.

Les problèmes majeurs liés à la construction de ses ouvrages sont :

- La stabilité du terrain pendant les travaux notamment au front de taille
- Le choix du type de soutènement et de revêtement à mettre en œuvre pour assurer la tenue des parois à court terme, puis à long terme ;
- La maîtrise des mouvements engendrés en surface par le creusement particulier ; lorsque l'ouvrage est construit à une faible profondeur ou à proximité d'autres structures (en site urbain) ;

- Maitrise des phénomènes hydrauliques (présence d'une nappe aquifère).
- Les ouvrages souterrains sont entièrement contenus dans un massif de sol ou de roche, leurs dimensionnements nécessitent donc des reconnaissances géotechniques précises sur toute la longueur de l'ouvrage, quatre catégories d'outils de calcul sont habituellement utilisées : les méthodes semi-empiriques, les méthodes de calcul à la rupture, les méthodes analytiques et les méthodes numériques (éléments finis, différences finies, éléments distincts). Depuis plus de deux décennies la MEF est couramment utilisée pour simuler le fonctionnement des ouvrages souterrains, les méthodes numériques sont maintenant bien au point, les méthodes analytiques sont utilisées pour obtenir des ordres de grandeur ou pour contrôler les résultats des modélisations complexes, de même que les méthodes semi-empiriques apparaissent souvent comme une approche d'estimation des tassements, les outils de calcul permettent d'accéder aux quantités suivantes :

- Les tassements provoqués en surface (ouvrages à faible profondeur).
- Les déformations liées aux interfaces (sol-structure).
- Les efforts repris par le soutènement.
- Les effets hydrauliques induits par les travaux.

II- Techniques de construction des ouvrages souterrains

Le choix de la méthode de creusement est un point décisif du projet d'un point de vue financier et planification. Les différents procédés d'excavation peuvent se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré :

- **Creusement à pleine section** : est bien adapté aux terrains homogènes sur une grande longueur, nécessitant un soutènement léger tel que le boulonnage et le béton projeté.
- **Creusement en demi-section** : plutôt adapté en présence de terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Pour ce type de creusement, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps.

- **Creusement en section divisée** : est choisi quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi section. Cette technique consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement final. Cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée. Chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l'évolution du terrain plusieurs manières de diviser la section sont possibles.

1. Techniques d'excavation

Une technique de construction doit permettre l'abattage et la stabilisation du terrain tout en respectant certains critères d'économie et de rapidité. Plusieurs techniques existent et leur emploi varie selon le type de projet (géométrie de l'ouvrage, profondeur), on distingue trois techniques de creusement :

- ✓ Creusement à l'explosif ;
- ✓ Creusement à attaque ponctuelle ;
- ✓ Creusement au tunnelier (TBM) ;

1.1. Creusement à l'explosif

L'abattage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la méthode conventionnelle d'excavation.

Il est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique.

On peut aussi bien travailler à section pleine qu'à section partielle (pour les sections importantes, les terrains médiocres, ou lorsque l'orientation des bancs est défavorable au tir par perforation horizontale).

La séquence de tir prévoit normalement de faire sauter d'abord les charges situées au centre du front de taille, afin de dégager un bouchon, puis de faire sauter les charges de plus en plus périphériques avec un retard de quelques microsecondes.

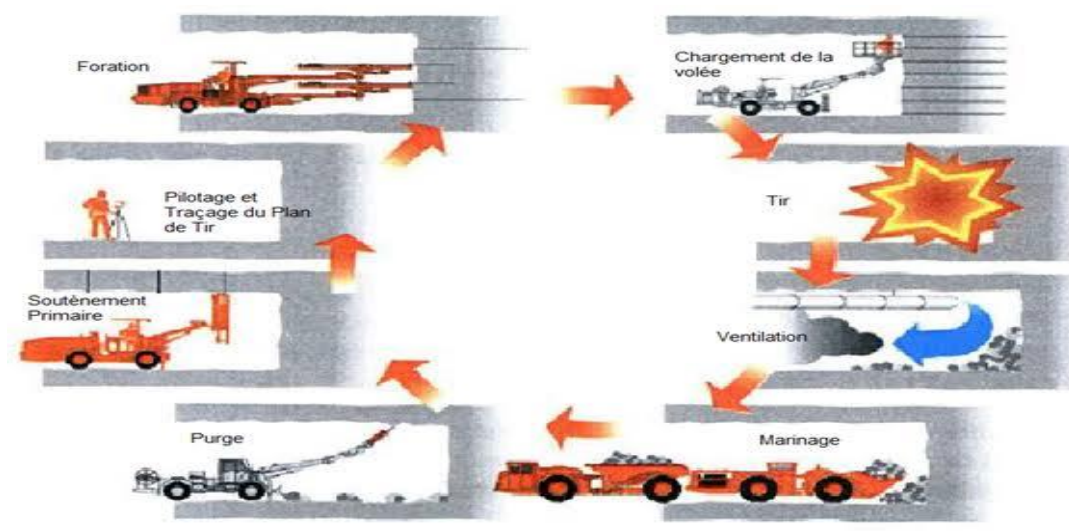


Figure II.2 : Technique de Creusement à l'explosif .

1.2 . Creusement à attaque ponctuelle

Cette méthode de creusement est une technique mécanique, est exécutée par l'emploi d'une machine à attaque ponctuelles permet de creuser n'importe quel profil de dimension variable.

L'usage est généralement fait dans les roches tendres ou altérées de dureté moyenne, l'exécution se fait par les haveuses avec un bras mobile équipé d'une tête fraiseuse gratte et balaie une surface de front.

Dans les machines à attaque radiale, la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras.

Dans les machines à attaque transversale, la fraise appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front ou bien par des machines à attaque ponctuelle qui abattent le terrain de manière sélective et par partie. Un Brise-Roche Hydraulique (B.R.H) et une pelle retro de chantier. Le rendement de cette méthode est bien meilleur que l'explosif.



Figure II.3 :Machine à attaque ponctuelle .

1-2 . Creusement au tunnelier

Ces machines se sont considérablement développées ces dernières années et ont gagné en vitesse d'avancement, en fiabilité en capacité d'adaptation aux terrains et en augmentation de diamètre d'excavation. L'abattage est effectué à l'aide d'une roue de coupe munie de molettes (roches) ou de pics (sols). Dans le cas des sols, le creusement est réalisé à l'aide d'un (bouclier), assurant la protection des parois de l'excavation entre le front de taille et la partie revêtue de l'ouvrage. La stabilité du front de taille est alors assurée par diverses techniques.

Donc le système du tunnelier est complété par l'application d'une pression au front de taille et par l'injection d'un coulis de bourrage à l'arrière de la jupe destiné à remplir l'espace annulaire laissé entre le terrain excavé et le revêtement. Il existe différents modes de soutènement du front de taille n dans les massifs de faible résistance, l'avancement du tunnelier est assuré par des vérins longitudinaux qui s'appuient sur le soutènement déjà installé en général constitué de voussoirs en béton préfabriqués. Sur le chantier, l'utilisation d'un bouclier est devenue très courante mais dépend de plusieurs critères comme la nature des terrains, la proximité de la surface, le mode de soutènement utilisé. A partir de ces critères on distingue deux grandes catégories de boucliers.

- Les boucliers ouverts, à front pressurisé ou non
- Les boucliers fermés, à front pressurisé ou non



Figure II.4 : Creusement au tunnelier

2. Le soutènement

Lors des travaux souterrains (creusement d'un tunnel), la diminution de la contrainte globale dans le massif au voisinage de l'excavation engendre l'altération, les éboulements et le risque de mouvements du terrain encaissant. Le soutènement définit l'ensemble des moyens mis en place pour assurer la stabilité de l'excavation, pour continuer le creusement en sécurité puis réaliser les différentes structures définitives à l'intérieur de l'ouvrage.

Le temps maximal avant mise en place du revêtement définitif coffré est de quelques semaines à une année, rarement plus. On ne parle de soutènement définitif que lorsqu'il n'y a pas de revêtement coffré.

. Système de soutènement provisoire

Le soutènement provisoire peut se définir comme un quelconque système conçu et mis en œuvre pour soutenir le périmètre d'une ouverture souterrain entre l'excavation initiale et la mise en place d'un revêtement permanent.

Dans certaines circonstances, le soutènement provisoire peut également être utilisé à titre permanent, comme par exemple dans le cas des voussoirs préfabriqués en béton mis place par un tunnelier.

On distingue quatre principales catégories de soutènement.

- ❖ **Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant :**

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

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



Figure II.5 : Béton projeté seul



Figure II.6 : Béton projeté avec les cintres

❖ **Les soutènements agissant à la fois confinement et comme armature du terrain encaissant :**

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

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



Figure II.7 : boulons à encrage

❖ Les soutènements agissant comme supports :

- Cintres lourds
- Cintres légers
- Plaque métalliques assemblées
- Voussoirs en béton
- Tubes perforés (voute parapluie)
- Boucliers



Figure II.8 : cintres

❖ Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques

- Injections de consolidation
- Air comprimé

- Congélation



Figure II.9 : machine d'injection de consolidation **Figure II.10 : congélation**

2.3. Soutènement permanent

Par soutènement permanent, on entend un soutènement conçu et mis en place pour garantir la stabilité à long terme des ouvrages souterrains.

Le soutènement provisoire est envisagé pour le long terme, auquel cas il peut être considéré également comme un soutènement permanent. C'est le cas des voussoirs préfabriqués en béton mis en place par des tunneliers ou de certains boulons d'ancrage.

D'autres éléments de soutènement provisoire peuvent subir des dégradations avec le temps (corrosion sur des boulons d'ancrage, désagrégation de béton projeté, etc) et par conséquent leur contribution est souvent exclue pour le long terme.

Dans ces circonstances, le soutènement permanent est normalement réalisé au moyen d'une voile de béton qui est coulé à l'aide de coffrages mobiles.

Occasionnellement, le soutènement permanent peut jouer un rôle important sur le plan fonctionnel. C'est parfois le cas avec les tunnels routiers (où des surfaces lisses sont nécessaires pour la ventilation, la visibilité et l'esthétique), ou pour des raisons hydrauliques (surfaces lisses pour assurer une moindre perte de charge hydraulique).

2.3. Classification des soutènements

Le premier type de soutènement utilisé dans les ouvrages souterrains, c'est le soutènement métallique.

2.3.1 soutènement métallique

Le soutènement métallique comprend deux catégories principales, soutènement par boulonnage et par cintres métalliques :

A. Soutènement par boulonnage

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques, de longueur comprise entre 1.50 à 10m, à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre, les boulons se distinguent des tirants par deux caractères principaux : leur longueur dépasse généralement 10 m, et ils sont mis en traction volontairement à une fraction importante de leur charge de rupture.

Les tirants (qui sont des éléments actifs) par opposition aux boulons qui sont passifs.

Contrairement aux cintres qui agissent comme des supports, les boulons agissent surtout par confinement, c'est-à-dire qu'ils développent, le long de la paroi du tunnel, une contrainte radiale qui même si elle est faible, permet d'augmenter dans des proportions très importantes la résistance du terrain dans la direction tangentielle. Même s'il a localement dépassé sa limite de rupture, le rocher est ainsi capable de retrouver un nouvel état d'équilibre grâce à la formation de voûtes de décharge tout autour de l'excavation. Les boulons agissent également comme armatures en améliorant la résistance au cisaillement du terrain fracturé et en lui conférant une sorte de cohésion fictive.

Ceux-ci sont de deux types : boulons à ancrage ponctuel, boulons à ancrage réparti. Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain.

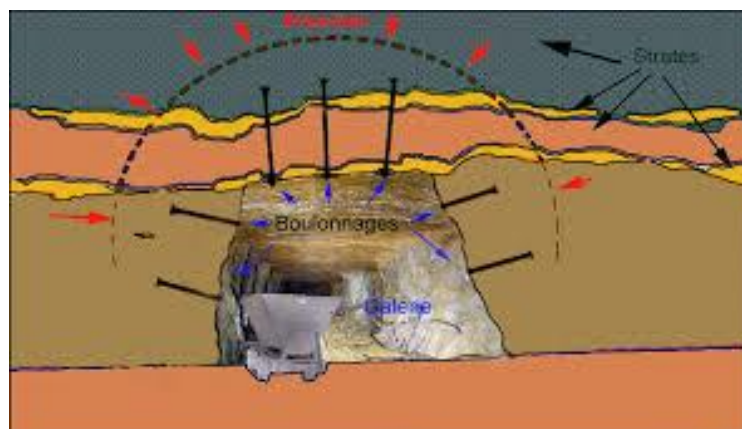


Figure II-11 : soutènement par boulonnage

❖ Les boulons à ancrage ponctuel

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse), qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres), ce type de boulonnage présente de nombreux avantages, notamment la rapidité de la mise en œuvre et l'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. Il s'agit essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les rochers durs ou mi durs, même fissurés.

❖ Les 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.

Dans le cas du scellement à la résine, on utilise des cartouches cylindriques adaptées au diamètre du trou et contenant. Après nettoyage du trou et introduction des charges de résine, on enfonce le boulon dans le trou par poussage et rotation simultanés, en utilisant la perforatrice. Le jeu entre le terrain et le boulon ne doit pas excéder 2 à 4 mm, ce qui suppose une très bonne précision de forage. Dans le cas du scellement au mortier, on peut soit adopter le principe charge sèches en cartouches, soit placer le boulon dans le trou préalablement rempli de mortier par injection en fond de trou, soit encore utiliser la technique perfo du tube perforé rempli de mortier. Le jeu entre le terrain et le boulon dans tous les cas bien supérieurs à ce qu'il est dans le cas de la résine. 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 des fissures isolées, puisque l'ancrage existe près des lèvres de la fissure elle-même.

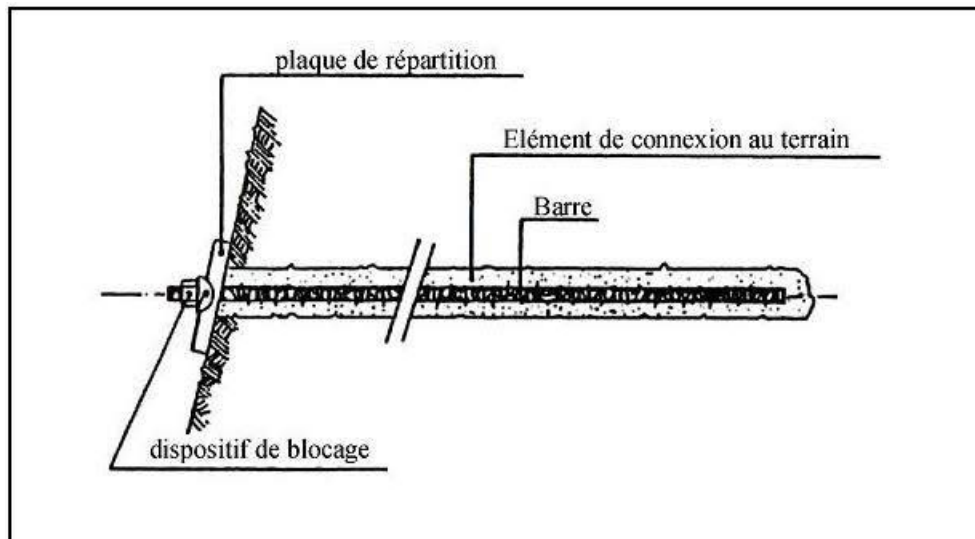


Figure II.12 : boulon à ancrage réparti

❖ Les barres foncées dans le terrain

Elles sont utilisées lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois pour quelles être stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon. Le forage peut être exécuté à l'aide d'une perforatrice pour foncer des barres nervurées qui sont vissées dans le terrain. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain. Les diamètres des tiges des boulons varient généralement de 16 à 32 mm et leur longueur de 2 à 5 m . La qualité de l'acier dépend des conditions d'utilisation, sous faible couverture et il s'agit de limiter strictement les déformations, en utilisant des aciers relativement durs, sous forte couverture ou il peut être nécessaire « d'accompagner » la déformation de la roche, en utilisant les aciers à fort allongement.

B. Soutènement par cintres métalliques :

Il y a trois types des cintres : cintres réticulés, cintres lourds et cintres coulissants sont donnés comme suit :

❖ Cintres réticulés

Le cintre réticulé a été développé pour renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures beaucoup plus résistantes qu'un simple treillis soudé, utilisé principalement avec les méthodes de creusement faisant intervenir le béton projeté comme moyen de limiter les déformations des terrains, les cintres réticulés permettent de suppléer la faiblesse de résistance des bétons aux jeunes âges. L'amélioration par rapport aux cintres traditionnels (HEB, TH) vient du fait que les cintres réticulés un élément intégré dans le béton projeté. Ils évitent par leur forme les zones de cavité et facilitent la mise en place du béton projeté,

permettent de diminuer ainsi l'affaissement des terrains. Dans ces méthodes, la cohésion entre le béton projeté et le cintre joue un rôle prépondérant.



Figure II.13 : cintre réticulé



Figure II.14 : mise en place du cintre

Grace à la forte aptitude à l'enrobage des cintres réticulés PANTEX, les courbes caractéristiques établies sur la base des essais spéciaux montrent que l'on peut mener les calculs en respectant les règles du béton armé.

Les cintres réticulés PANTEX peuvent être adaptés à n'importe quelle géométrie du tunnel. Ils existent en 3 ou 4 brins l'assemblage par cornières, conçu pour transmettre les forces de toutes natures (compression, traction, flexion) sans discontinuité d'un élément à l'autre, permet un avancement rapide du creusement.

❖ Cintres lourds et blindage :

Il s'agit de soutènement plus important pour les terrains de faibles caractéristiques physiques et géo mécaniques, pouvant être placés provisoirement ou définitivement en étant insérés dans le revêtement. Ce type de soutènement lourd (HEB), est l'un des plus utilisés quand la contrainte est élevée car il déforme moins et reprend aussi bien des efforts de compression que des efforts de traction, il permet de résider à des moments de flexion importants.

Les plaques de blindage sont mises jointives entre cintres et le terrain.

Elles peuvent parfois être tenues par des boulons, ou également être liaisonnées entre elles.

Elle sert pour éviter l'éboulement du terrain et l'effondrement du front de taille, la répartition des charges quand n'avoir pas un effet de voûte efficace.



Figure II.15: Blindage.

❖ **Cintres coulissants**

Les cintres légers, généralement coulissants et agissants par confinement ou comme simple protection : constitués d'un profilé spécial en forme de U évasé, les différents éléments disposés en recouvrement sur une quarantaine de centimètres sont assemblés par serrage de deux étriers. Ces cintres, sous l'action de la poussée du terrain peuvent se déformer par glissement des éléments l'un par rapport à l'autre.

Dans le cas de cintres coulissants, les boulons des étriers doivent être serrés suivant les indications du fabricant.

2.3.2. Soutènement en béton

Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants :

❖ **Béton projeté**

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement souterrain avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on appelle la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NATM).

Le béton projeté est constitué par un mélange de ciment, d'eau et de granulats (diamètre maximum 25mm). Un additif accélérateur de prise (environ 5%) peut être ajouté lorsqu'une

résistance élevée initiale pour la prise est requise. la gunité présente la même composition que le béton projeté, mais le diamètre maximal des agrégats est de 50 mm.

Le tableau suivant résume la composition de béton projeté d'après (Hoek & Wood) .

Composition	KG/m ³	%
Ciment	420	18.6
Micro-silice	42	1.9
Mélange d'agrégats	1.735	76.9
Fibres	59	2.9

Tableau II.1 : Mélange de béton projeté (Hoek& Wood 1988).

Le béton est projeté sur une nappe de treillis soudés ancrée à la paroi. Il présente une flexibilité qui lui permet de s'adapter aux déformations du massif rocheux sans se fracturer. Actuellement, les nouvelles technologies ont permis d'utiliser un système de revêtement et de soutènement plus résistant et plus flexible. L'adjonction de micro-silice et de fibres en acier (longueur moyenne 20 à 38mm, diamètre 0.5 mm) au mélange de ciment et de granulats, présente plusieurs avantages :

- L'augmentation des épaisseurs de la couche de béton (jusque à 200mm)
- Une meilleure protection contre l'altération,
- L'augmentation de la résistance et des caractéristiques de déformabilité du revêtement.

L'utilisation de la nappe de treillis soudés n'étant dans certains cas, plus nécessaire. Le béton projeté est souvent utilisé comme revêtement temporaire pour les parois d'une fouille ou pour les voutes lors de la réalisation d'ouvrages souterrains (galeries, tunnels).

Les propriétés du béton projeté sont :

- Pénètre en force dans les fissures
- Protège la roche de l'altération par l'air et l'humidité.
- Assure une bonne adhérence à la roche et une bonne résistance au cisaillement.

- Mise en œuvre rapide.
- Assure une économie de main d'œuvre et de matériaux.
- La liaison roche – béton diminue la détente, la décompression, la flexion et les contraintes de traction.
- Le béton projeté reprend les moments fléchissant.

L'emploi du béton en ouvrage souterrain par voie sèche ou par voie mouillée fait l'objet d'un texte de l'AFTES intitulé « conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains » auquel il convient de se référer.

La mise en œuvre du béton projeté peut être réalisée selon deux techniques :

- Par voie sèche :

Les composants solides sont malaxés, puis le mélange sec est expulsé par un flux d'air comprimé jusqu'au gicleur de la pompe. Ou l'eau est ajoutée avant la projection. Les premières applications de cette technique, appelée guniter (de l'anglais to gun), datent de 1910.

- Par voie mouillée (humide) :

Tous les composants, y compris l'eau, sont malaxés, puis le mélange humide arrive jusqu'au gicleur de la pompe, ou il est projeté. Les premières applications de cette technique, appelée shotcrete (de l'anglais to shotconcrete), datent des années 1960.

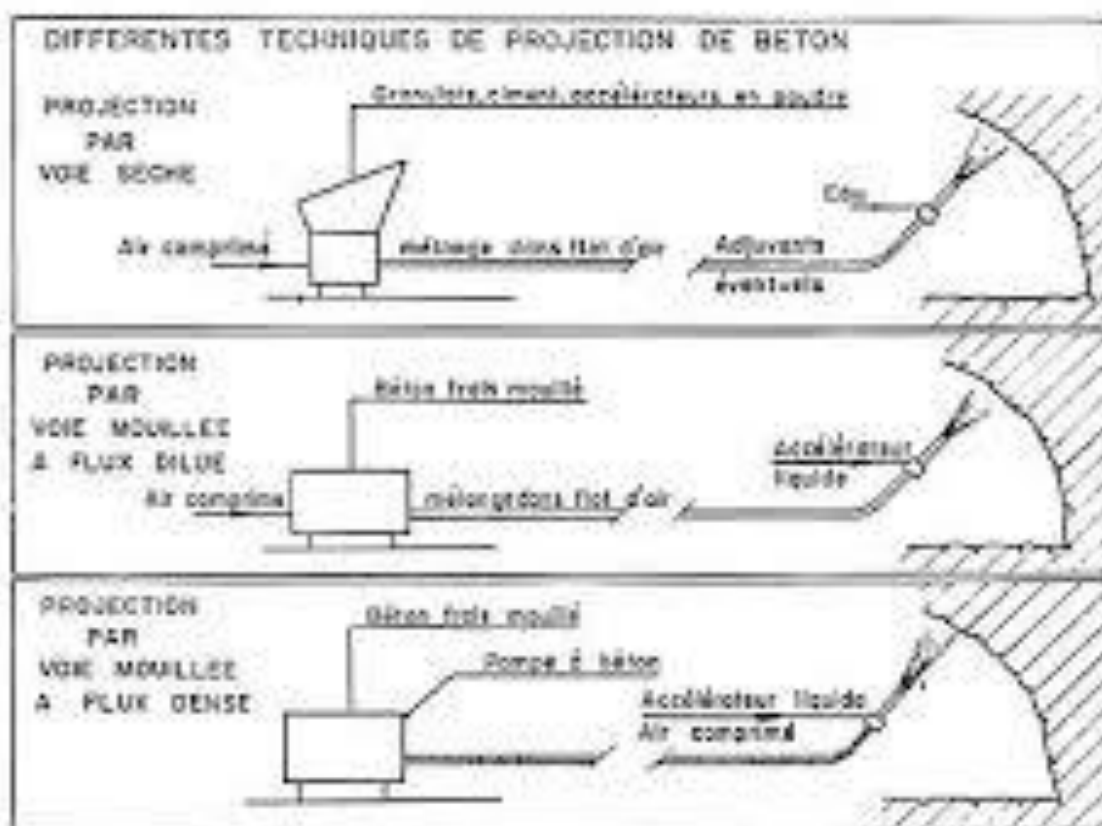


Figure II-16 : procédés de projection du béton

❖ Voussoirs en béton préfabriqué

Un voussoir est une écaille de béton armé qui est préfabriquée à poser par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du boulier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé.



Figure II.17 : revêtement par voussoirs en béton .

Il existe bien entendu de nombreux types de voussoirs, en béton que l'on peut classer en deux catégories principales : les voussoirs alvéolaires (figure 1-25 a qui comportent des nervures longitudinales et transversales au travers lesquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettant l'assemblage et la transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre. Ces voussoirs, directement dérivés des voussoirs métalliques, présentent toutefois l'inconvénient, à inertie égale, d'un plus fort encombrement que les voussoirs pleins, donc nécessitent un volume d'excavation plus important. Les voussoirs pleins (figure 1-25.b) qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante et qui peuvent par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes.

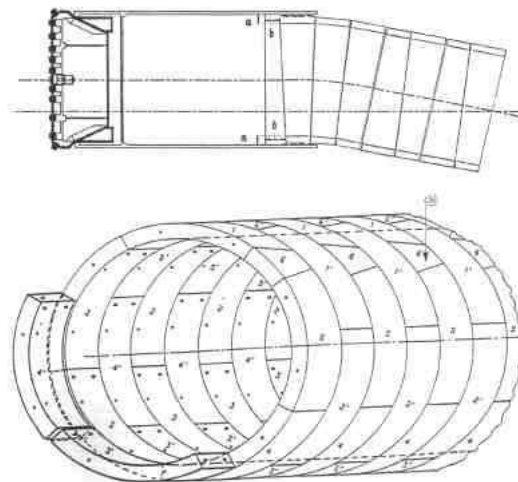


Figure II-18 : voussoirs préfabriqués en béton armé

2.3.3. La nouvelle méthode autrichienne (N.M.A)

La nouvelle méthode Autrichienne (N.M.A) est généralement applicable dans les zones de roches tendres, formée d'ensemble des techniques de soutènement (boulonnage, cintres et béton projeté). Elle s'est avérée efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par la mise en place d'un soutènement déformable constitué, d'une part de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté. Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé. L'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement. Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée, une coque mince de béton projeté (15 à 30 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain et apporte une pression radiale de confinement et répartit des efforts rapportés aux têtes des ancrages. Eventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.

3. Le Revêtement

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

3.1. Revêtement définitive

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

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

3.2. Types de revêtement

Revêtement en béton projeté

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

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

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

3.2.1 Revêtement en béton coffré armé

Le revêtement en béton coffré armé, une solution est adoptée lorsque le revêtement est supposé reprendre une charge hydrostatique importante, dans le cas d'un étanchement total de l'ouvrage. Le revêtement peut également être armé lorsque suite à des convergences trop importantes, son épaisseur est insuffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme. Par ailleurs, certaines parties d'ouvrages, telles que les casquettes réalisées aux têtes à l'air libre ou les gaines de ventilation dans les tunnels routiers, sont en béton armé. Mais il s'agit de structures dont le mode de construction s'apparente aux ouvrages d'art à l'air libre. Enfin, on peut être conduit à armer localement le revêtement dans des sections où des calculs font apparaître des contraintes de traction ou de cisaillement importantes. Ces sections, les plus sollicitées, se situent généralement en clé de voute, en radier et à la liaison radier – piédroits.



Figure II.19 : exemple de coffrage de tunnel .



Figure II.20 : armatures de radier

3.2.2.Revêtement en béton coffré non armé

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

4- Les accessoires des tunnels

4.1 Étanchéité

L'Étanchéité : Fonction d'un produit ou d'un produit ou d'un procédé empêchant le passage de l'eau à l'intérieur de l'ouvrage. Théoriquement aucun débit de fuite n'est admis. Cependant le FASICULE67 titre 3 conseille de prendre en compte un léger débit d'infiltration pour le dimensionnement d'étanchéité est toujours à l'extrados de l'ouvrage et fonctionne en sous-pression hydrostatique.

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

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



Figure II.21 : Etanchéité par Géo membrane

4.2 Drainage

Drainage: captage et évacuation de l'eau d'infiltration vers le réseau d'assainissement de l'ouvrage, on distingue 2 types:

- **Drainage ponctuel:** captage ponctuel de l'eau d'infiltration: au d'un joint de structure ou d'une partie de l'ouvrage (cerces ou lisses de drainage). Peut être associé à un D.E.G. en travaux neufs.
- **Drainage surfacique:** captage sur une grande surface en voûte de l'ouvrage. Est généralement utilisé seul ouvrage neuf.

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



Figure II.-22 : Drainage

4.3 Ventilation

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

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

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

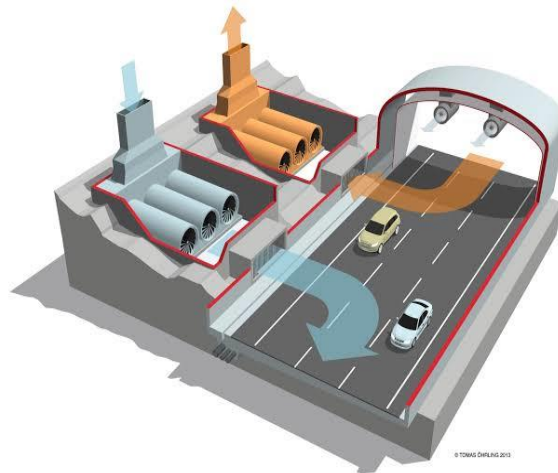


Figure II.23 : Ventilation de tunnel

Les méthodes des dimensionnements des tunnels

Introduction

Les méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains ont enregistré de grands progrès durant les deux dernières décennies. Ces méthodes ont pour objet d'évaluer les caractéristiques de soutènement et dimensionner les tunnels. Passant du stade purement empirique à celui où l'on fait appel à des modèles numériques très développés qui permettent la prise en compte de la complexité du problème traité, notamment grâce au développement des moyens informatiques.

On peut classer les méthodes de calcul des tunnels dans plusieurs catégories selon les hypothèses principales qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode. Nous distinguons trois catégories principales de méthodes de calculs:

- Méthodes empiriques et semi empiriques.
- Méthode analytique.
- Méthode numérique.

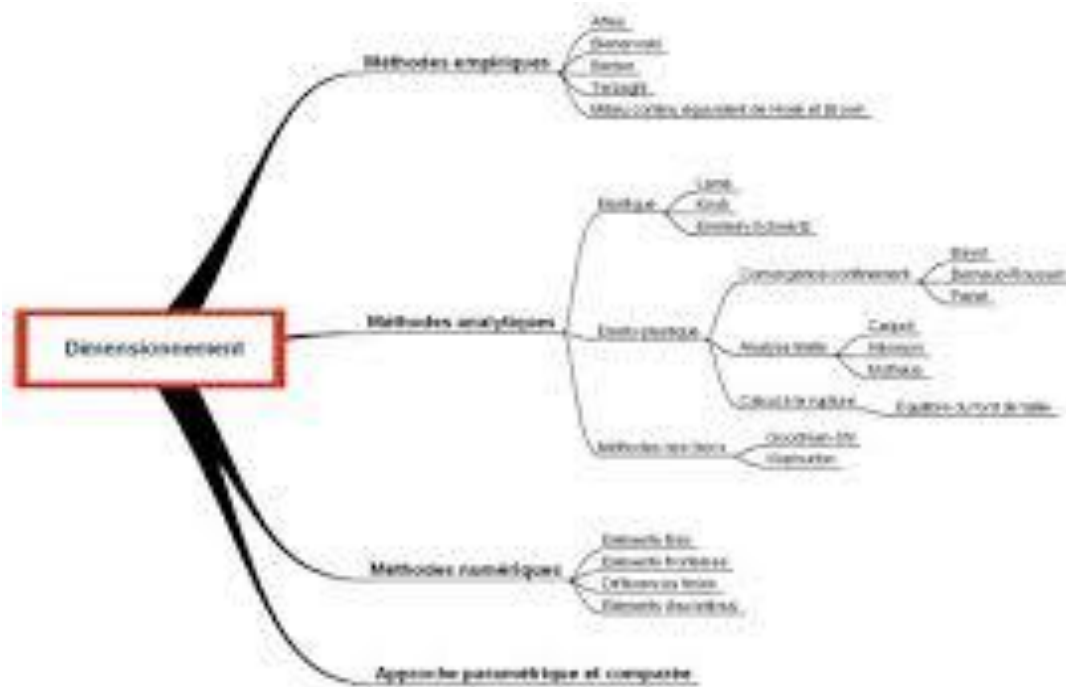


Figure II.24 : Les méthodes de dimensionnement du tunnels

1. Les méthodes empiriques et semi empiriques

Ces méthodes basées sur des mécanismes de rupture bien identifiés du terrain et/ou du soutènement. Elles consistent à déterminer dans un premier temps le chargement appliqué à la structure puis à analyser la stabilité de l'ouvrage soumis à ce chargement extérieur, indépendamment de toute interaction du terrain.

Les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées sont:

- AFTES.
- BARTON
- BIENIA WSKI

1.1 Méthode de recommandations de l'AFTES

L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) a été créée en janvier 1972 pour répondre aux recommandations de la Conférence Internationale sur les travaux souterrains tenue à Washington en 1970 qui préconisaient la mise en place dans chaque pays d'un organisme regroupant les différents acteurs intervenants, à des titres divers, dans les travaux souterrains.

La principale activité de l'AFTES consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de *Groupes de Travail* qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES.

Plutôt que d'attribuer au massif une «note» globale déterminant les conditions de creusement d'un ouvrage, l'AFTES a préféré préciser clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception d'un projet souterrain dans un massif rocheux :

- Les conditions géologiques générales.
- Les conditions hydrogéologiques.
- Les discontinuités du massif rocheux.
- Les caractéristiques mécaniques du terrain.
- Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage.

1.2 Méthode de Barton

L'indice de Qualité Q est le paramètre central d'une méthode, appelée Q-System, développée à partir de 1974 par le NGI (Norwegian Géotechnique Institute) pour caractériser la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel et l'évaluation de sa stabilité.

La méthode repose sur le même principe que le RMR de Bieniawski, c'est-à-dire qu'il s'agit de donner une note globale à la qualité d'un massif par l'intermédiaires de paramètres. Au lieu d'être une somme de notes, il est le produit de six paramètres. A titre d'information:

$$Q = \frac{RQD \times J_r \times J_w}{J_n \times J_a \times SRF}$$

Où:

- RQD: est le Rock Qualité Désignation de Deere.
- J_n: est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités.
- J_r: caractérise la rugosité des faces des joints.
- J_a: définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).
- J_w: spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et sa pression.
- SRF (Stress Réduction Factor): précise l'état des contraintes dans le massif.

L'indice Q peut varier de 0.001 à 1000. Les Q sont regroupés en 9 classes. Chaque classe correspond à une qualité de massif rocheux. Les classes de Q se représentent sur une échelle logarithmique.

1.3. Méthode de Bieniawski

Z.T. Bieniawski a présenté sa classification en 1973 en vue du dimensionnement des ouvrages souterrains et l'a modifiée à plusieurs reprises. La version actuellement utilisée est celle de 1989.

L'indice RMR est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le rocher et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités vis-à-vis de l'ouvrage.

Le RMR a été calculé pour varier dans la gamme 0 à 100. Il utilise à plus de 70 % la fracturation et n'accorde que 15 % d'influence aux propriétés de la matrice et 15 % aux conditions hydrogéologiques.

Par contre cette notation ne tient pas compte des situations de fortes contraintes dans le massif au droit de l'ouvrage.

A partir de cette classification, Bieniawski donne des informations:

- Sur les propriétés globales attribuées au massif rocheux (le module, la cohésion et l'angle de frottement interne utiles lors de modélisations).
- Sur la méthode d'excavation envisageable.
- Sur le type de soutènement le mieux adapté.

Le mérite de cette classification est, lorsqu'elle est applicable, de faire intervenir des paramètres essentiels et qui restent facilement mesurables sur le terrain. C'est pourquoi dans la pratique elle est très utilisée sur le chantier par l'établissement, au stade du projet, d'un tableau de correspondance entre profils types de soutènements, et nature et classes RMR de terrain, qui seront évaluées à partir du front, Cette évaluation " à l'avancement " permet d'adapter le soutènement aux situation effectivement rencontrées tout au long du chantier.

2. Les méthodes analytiques

Basées sur des solutions analytiques développées pour les ouvrages souterrains en mécanique des milieux continus. Elles permettent d'obtenir rapidement des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer leurs influences sur la repense de l'ensemble terrain-soutènement. Toutefois, leur application directe est limitée en raison des hypothèses très restrictives sur lesquelles elles se reposent.

Les méthodes analytiques se basent sur des hypothèses simples visant à simplifier la modélisation du problème rencontré. Ces simplifications portent sur les hypothèses suivantes

:

- La géométrie: le tunnel est supposé à section circulaire et d'axe horizontal.
- La stratigraphie: on ne prend en compte qu'une seule couche de terrain supposée homogène.
- La loi de comportement du sol: supposée élastique linéaire ou élasto-plastique.
- L'état initial de contraintes est supposé isotrope et homogène.
- Les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre des petites déformations.

Les méthodes analytiques peuvent se diviser en deux groupes:

- Méthode analytique élastique.
- Méthode analytique élastoplastique: le plus utilisé est la méthode convergence-confinement.

2.1 La méthode convergence-confinement

Plutôt que de méthode, il conviendrait de parler de concept. Les idées et théories qui sont liées à ces deux termes: convergence et confinement, sont reprises dans toutes les autres approches du dimensionnement.

La convergence est liée à un déplacement. Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il continue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement, mais pour le terrain. Il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ).

Pour situer le contexte, cette méthode est née suite au succès de la NATM dans les années 70.

Sa conceptualisation complète remonte au tout début des années 80.

La méthode convergence-confinement est une méthode analytique: toutes les formules sont explicites et peuvent être entrées sur une simple calculatrice. Le lecteur désirant rentrer dans l'intimité de la méthode pourra se référer à l'ouvrage de Marc Panet.

3. Les méthodes numériques

Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte directement la réponse du terrain et du soutènement, ainsi que d'une grande partie des spécificités du projet (tant sur le plan géométrique). Ses utilisations ont pris une ampleur considérable au cours des dernières années, aussi bien pour des fins de recherche que pour des

applications à des projets. Des progrès restent nécessaires pour améliorer les moyens de représenter, dans le calcul, les particularités de comportement des terrains et les modes de chargements induits par des méthodes de réalisation particulières.

Les méthodes numériques permettent le champ des déplacements, contraintes et des déformations en tout point du massif de l'excavation ou le soutènement et de traiter une large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes. L'avantage incontestable des méthodes numériques est d'aborder des problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

- Eléments finis
- Eléments frontières
- Différence finis
- Eléments discontinu

3.1 Les méthodes des éléments finis

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application ou elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aéronautique, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, ...etc. (6)

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. *la mécanique des structures* : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ...
2. *l'analyse numérique* : méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ...
3. *L'informatique appliquée* : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

4. La méthode des réactions hyperstatiques

• Introduction

Cette méthode de calcul qui est appliquée longtemps tend à faire place à des méthodes plus réalistes telles que méthode convergence - confinement ou les méthodes éléments - finis.

Elle reste cependant une bonne approximation dans les cas des ouvrages construits en terrain meuble ou en roche fracturée sous faible couverture et avec des soutènements traditionnels lourds.

Elle peut être utilisée aussi en association avec d'autres méthodes. Par exemple le cas d'un soutènement non circulaire, on peut déterminer les poussées de terrain par la méthode convergence - confinement en supposant le soutènement circulaire puis introduire ces poussées dans un calcul par la méthode des réactions hyperstatiques qui modélise la géométrie exacte du soutènement.

• Principe de la méthode

Dans la méthode des réactions hyperstatiques on étudie le comportement du revêtement ou soutènement sous l'action de charges extérieures. On distingue alors des charges dites « actives » qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieures ou extérieures poussées du terrain) et des charges dites « passives » qui sont dépendantes de la déformation (ce sont classiquement les réactions de la butée du terrain).

Les déformations et les efforts (M, N, T) du soutènement sont calculés par les méthodes classiques de la résistance des matériaux en assimilant celui-ci à un portique, un arc, une structure de barres.

Les déformations du terrain et les efforts de la butée correspondant sont souvent estimés à partir de la notion schématique de module de réaction K, c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction du déplacement de ce point et généralement même lui est proportionnelle. Le coefficient K dépend des caractéristiques du terrain mais aussi du rayon moyen de l'excavation et de sa forme.

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

• Méthode usuelle

On n'admet souvent que la valeur de K est constante tout au long du contour extérieur du revêtement.

Le soutènement est modélisé comme un arc ou un portique à l'aide d'« éléments finis ».

On peut distinguer les réactions normales et les réactions tangentielles généralement on néglige le frottement entre le terrain et le revêtement (La réaction tangentielle est nulle).

La résolution du système se fait par les méthodes classiques de la résistance des matériaux en utilisant des programmes de calcul de structures à barres et poutres.

CHAPITRE III

methodes de resolutions et lois de comportement

I- Méthodes numérique et analytique utilisées pour le pré dimensionnement de tunnel

1. Méthodes numérique

1.1. La méthode convergence-confinement

La méthode convergence-confinement peut fournir des résultats de pré-dimensionnement intéressants, en tenant compte d'un comportement électro-plastique 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.

Elle tient compte de facteurs importants sur l'équilibre final du complexe rocher soutènement tels que :

- Déformabilité du terrain et comportement après la rupture et dans le temps.
- Raideur du soutènement.
- Représentation graphique de la méthode.
- Pré dimensionnement satisfaisant du soutènement dans le cas des galeries circulaires à profondeur moyenne ou grandes (contraintes isotropes et homogènes).
- Pour les autres cas, elle oriente au stade de l'avant-projet, le choix des caractéristiques du soutènement.
- Donne l'ordre de grandeur des déformations à atteindre.
- Permet la compréhension et la sélection des facteurs déterminants à introduire dans les calculs plus élaborés.
- Participation du terrain à sa propre stabilité.
- Le soutènement ne s'oppose pas à la déformation mais limite celle-ci ainsi que l'extension de la zone plastique pour aboutir à un équilibre satisfaisant.
- La MCC permet de dimensionner avec optimisation des caractéristiques et des coûts des soutènements et, associée à l'auscultation pendant les travaux, elle autorise le contrôle et l'adaptation du projet aux conditions rencontrées effectivement sur site.

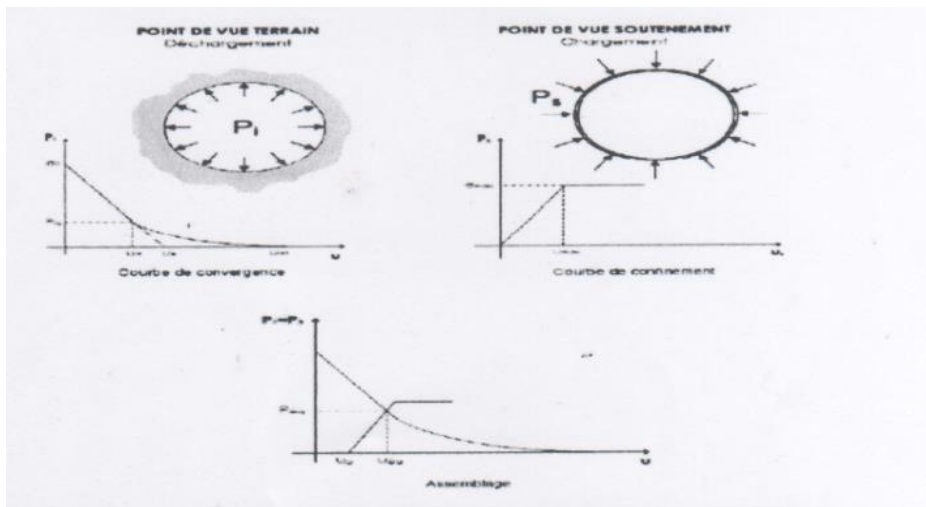


Figure III.1: Courbes de convergence, de confinement et assemblage

1.2 Principes généraux de la méthode

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 P . Le déplacement radial 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 .

- **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.

- **L'équilibre final :**

Qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique. Le point d'intersection définit alors le point d'équilibre.

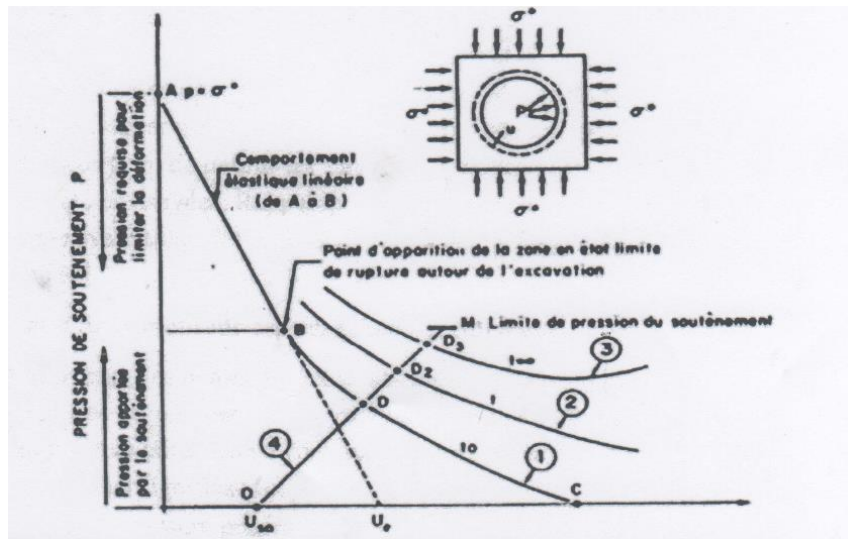


Figure III.2 caractéristique d'une excavation circulaire et de soutènement.

1-3 Hypothèse

L'utilisation de développement analytique, telle que dans la méthode de convergence-confinement, pour dimensionner les soutènements des ouvrages souterrains impose une réduction du nombre de facteurs à prendre en considération. En effet, la méthode de convergence-confinement est une méthode de calcul simple mais suffisante dans bien des cas. Elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie du comportement mécanique du massif, l'anisotropie des contraintes pour tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final.

L'hypothèse forte est la considération unidimensionnelle du problème :

- Hypothèse des déformations planes.
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ($K_2 = \frac{\sigma_0 \text{ horiz}}{\sigma_0 \text{ vert}} = 1$) et d'isotropie du massif.
- La cavité étudiée a une forme cylindrique. L'état initial est défini par l'état de contrainte isotrope.

H est la hauteur de couverture et γ le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte initiale dans le massif est donc : $\delta_0 = \gamma H$.

D'autre part, pour que l'on puisse étudier le problème en état plan de déformation, la longueur du tunnel sera suffisamment importante. La déformation longitudinale sera alors considérée comme nulle.

- **Comportement du massif :**

Pour dessiner la courbe de convergence du massif et pour le calcul des contraintes et déplacement, un grand nombre de solutions analytiques ont été proposées. Les différentes approches dépendent du critère de rupture du massif, du comportement post-rupture du massif et de la manière de considérer les déformations dans cette phase. Les critères de rupture les plus utilisées sont ceux de Tresca, de Mohr-Coulomb et de Hoek & Brown.

Au-delà de la phase élastique, lorsque le seuil de résistance du massif est atteint, on peut généralement distinguer trois types de modélisations du comportement du massif.

D'autre part, il convient de définir les lois de déformation lors de la rupture. De nombreuses approches ont été envisagées. Rappelons, par exemple, la loi où l'on suppose une relation linéaire entre les variations des déformations radiale et tangentielle (Panet & Gaudin, 1976, Panet, 1976).

1-4 Emploi de la méthode convergence-confinement

Les déplacements des parois de l'excavation qui sont engendrés par le creusement d'un tunnel peuvent être décomposés selon trois directions : longitudinale, radiale et tangentielle. En arrière du front de taille, on a l'habitude de caractériser le mouvement par sa composante radiale qui est la plus significative.

La grandeur que l'on mesure généralement est la convergence qui est la variation de la distance entre deux points situés sur la paroi du tunnel.

La modélisation d'un tunnel doit prendre en compte deux éléments essentiels :

- Il s'agit d'un problème tridimensionnel, en raison de la présence du front de taille,
- Il s'agit d'un problème d'interaction pour lequel le couplage entre le terrain et les structures de soutènement est important.

La méthode convergence-confinement permet de se ramener à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel.

En supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille de la section de calcul considérée. Par convention, cette pression fictive est notée $(1-\lambda)\delta_0$, δ_0 étant la contrainte initiale et λ le taux de déconfinement. L'état initial en avant du front et à une distance suffisante pour négliger son influence correspond à $\lambda=0$.

Au fur et à mesure que le creusement se rapproche de la section considérée, puis la dépasse et s'en éloigne, λ croît progressivement de 0 à 1.

Chapitre III méthodes de résolutions et lois de comportement

Dans sa conception première, la méthode convergence-confinement a été validée pour des tunnels non soutenus ou comportant un soutènement pas trop rigide posé à une certaine distance du front de taille au moins égale à la moitié ou aux deux tiers du rayon (équivalent de l'excavation). Le taux de déconfinement λ apparaît comme un paramètre fonction uniquement du comportement du terrain et de la distance au front de taille. A titre d'exemple, on donne ci-dessous la courbe de variation du taux de déconfinement en fonction de la distance au front pour le cas du comportement élastique ce type de courbe permet de déterminer la convergence C_0 atteinte au moment de la pose du soutènement.

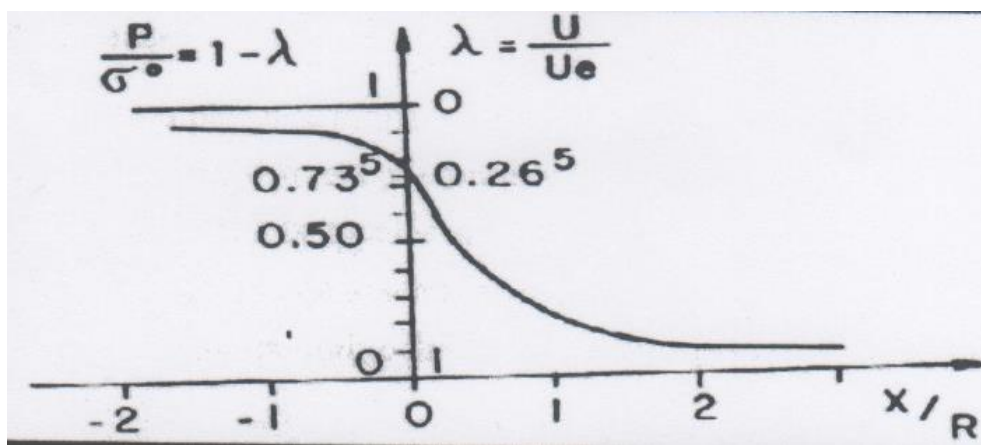


Figure III.3 courbe de varia du taux de déconfinement λ en fonction de distance x du front (cas du comportement élastique)

2. Méthode analytique (méthode des éléments finis)

2.1 Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application ou elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie :

Chapitre III méthodes de résolutions et lois de comportement

aérospatial, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore,
Etc.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité ; ... Etc.
2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... Etc.
3. L'informatique appliquée ; techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

2.2 Bref historique de MEF :

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castiglione en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20^{ème} siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelle. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements.

Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

2.3 Concept de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle

Chapitre III méthodes de résolutions et lois de comportement

nécessite un grand nombre de calculs qui cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Aussi, le concept de base de la méthode des éléments finis est la subdivision du modèle mathématique à des composants disjoints de géométrie simple appelés (éléments finis), le comportement de chaque élément est exprimé en terme d'un nombre fini de degrés de liberté, le comportement (réponse) du modèle mathématique est considéré, approximativement, celui du modèle discret obtenu par connexion ou assemblage des éléments.

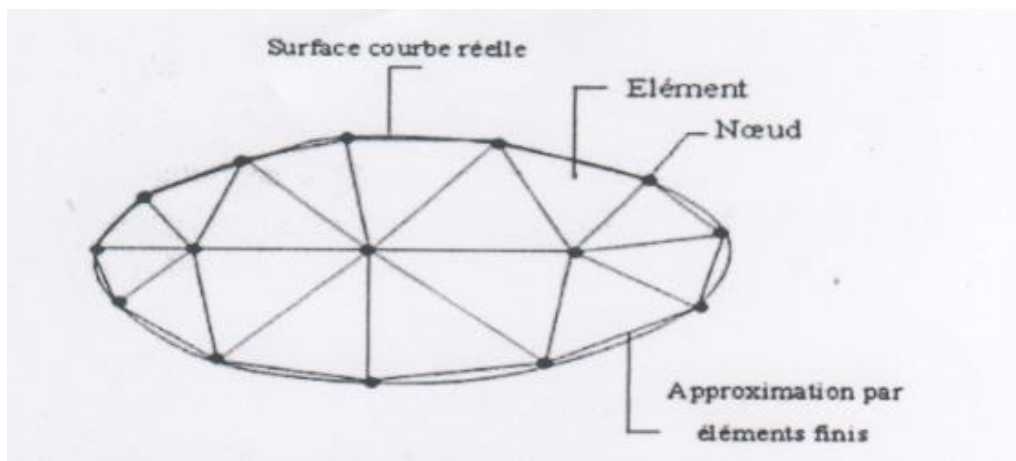


Figure III.4 Maillage du domaine en triangles à trois nœuds

2.4 Les avantages de la M.E.F :

La puissance de la méthode des éléments finis réside essentiellement dans sa souplesse. Elle peut être applicable à une variété de problèmes mécaniques ou bien physique. La géométrie du domaine peut être quelconque, les forces et les conditions aux limites peuvent être aussi de natures quelconques.

Le maillage peut combiner autant de types d'élément que l'on souhaite. Et toute cette généralité est contenue dans un programme unique qu'on peut faire tourner sur un ordinateur

Chapitre III méthodes de résolutions et lois de comportement

(sélection du de problème, et la géométrie, du type d'élément, des chargements et des conditions aux limites).

La méthode des éléments finis dans le fait que le modèle qu'elle utilise est très proche de la structure réelle.

2.5 Principes de la méthode

La puissance de la méthode des éléments finis réside essentiellement dans sa souplesse. Elle peut être applicable à une variété de problèmes mécaniques ou bien les principes fondamentaux de cette méthode sont les suivants :

- Le milieu est considéré bidimensionnel
- Le milieu continu est divisé par des lignes imaginaires, qui constituent les frontières entre éléments finis.
- Ces éléments sont supposés être reliés entre eux par un nombre fini de points dit (points nodaux) situés leur frontières (ce sont généralement les sommets.
- Des éléments et parfois d'autres points sur les faces et les arêtes. Ces points nodaux transmettent les efforts d'un élément à un autre. Les inconnus de base du problème sont les déplacements de ces points nodaux.
- Une fonction de forme permet de définir d'une manière unique le champ des déplacements à l'intérieur de chaque élément fini, en fonction des déplacements de ces nœuds.
- Les fonctions de déplacement définissent donc sans ambiguïté l'état de déformation à l'intérieur d'un élément en fonction des déplacements des points de l'élément fini, appelés « point d'intégration de gauss ».
- A partir de ces fonctions de déplacements et des lois rhéologiques adoptées, on détermine une relation de raideur qui à tout champ de déplacement sur le solide (défini par les composantes du vecteur déplacement $\{U\}$ au niveau des nœuds de structure ou solide) fait correspondre un champ de sollicitations (défini par les composantes de vecteur force $\{F\}$ au niveau des nœuds) cette relation s'écrit :

$$\{F\} = [K'] \{U\}$$

Où : $[K']$: est une Matrice carrée, appelée matrice de rigidité qui une fois déterminée permet de résoudre le système linéaire $\{F\} = [K'] \{U\}$ ou les inconnus sont les composantes de $\{U\}$

Chapitre III méthodes de résolutions et lois de comportement

des déplacements nodaux. Si l'une des composantes est imposée par les conditions aux limites, elle sera remplacée par la réaction qui en résulte.

Tout chargement se traduit par des vecteurs de forces nodales $\{F\}$. Lorsqu'il s'agit d'incrément de charge, les déplacements sont des incréments qui s'ajoutent aux déplacements obtenus lors de l'incrément précédent. Il en est de même pour les contraintes.

2.6 Application au calcul des ouvrages souterrains :

La détermination des sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages enterrés telles que les conduites, les buses ou les aqueducs, est un problème hyperstatique, dont les paramètres suivants peuvent être pris en compte par la M.E.F à savoir :

- La bi-dimensionnalité du problème (état plan de contrainte ou de déformation)
- Etat d'équilibre naturel du milieu, ou état initial de contraintes, ou de déformations.
- Géométrie du système sol-structure.
- Propriétés de déformation du terrain, son hétérogénéité éventuelle et son comportement non linéaire.
- Caractéristiques géométriques, mécaniques et physiques de la structure ainsi que la nature du contact sol-structure.
- Les techniques de réalisation du solide sol-structure.
- L'historique des phases de construction et d'exécution des travaux.
- Enfin, l'évolution dans le temps des pressions exercées par le terrain sur la structure.

2.7 Principes des codes de calcul PLAXIS:

Le code commercial PLAXIS se base sur la méthode aux éléments finis. Ce code bidimensionnel a été développé en premier lieu à l'université technologique de Delft en 1987 pour analyser initialement des digues en sols mous. Son champ d'application s'est ensuite étendu à différents types de problèmes comme les fondations superficielles, les soutènements, les remblais et les excavations. L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ des contraintes et les états de rupture du sol.

Chapitre III méthodes de résolutions et lois de comportement

Une fois mis en œuvre le modèle sur une section plane (PLAXIS 2D) ou tridimensionnelle (PLAXIS 3D) et avoir défini la lithologie du massif, le code génère automatiquement le maillage. Les éléments sur lesquels se base le maillage et qui ont été choisi dans le cadre de cette étude sont les suivants :

- Éléments triangulaires avec 15 nœuds dans la modélisation PLAXIS 2D.
- Éléments tétraédriques avec 10 nœuds dans PLAXIS 3D.

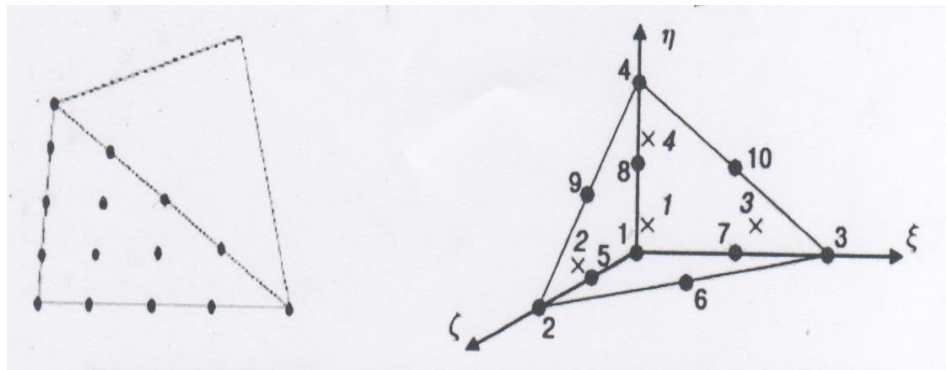


Figure III.5: Elément de base dans le maillage dans PLAXIS 2D (gauche) et PLAXIS 3D (droite)

A partir des conditions aux limites et hydrauliques et des valeurs de K_0 imposées, l'état de contraintes initiales du massif est calculé. Ensuite, les codes de calcul permettent de définir les différentes phases qui simulent le processus d'excavation. Chaque phase du calcul implique un changement dans l'état de contraintes et de déformations du massif. Le code cherche alors à atteindre un équilibre pour ce nouvel état par le biais de plusieurs pas de calculs, appelés « loadsteps ». Dans chaque pas de calcul, les erreurs d'équilibre sont réduites à travers une série d'itérations. Cette procédure se termine lorsque le nouvel état est atteint ou lorsqu'il y a rupture dans le sol.

2.8 Définition d'un modèle d'éléments finis sur logiciel PLAXIS

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste des points ; des lignes et des couches. Les points et les lignes sont définis par l'utilisateur, et les couches sont générées par le programme. En plus ces composants de base, des éléments de structure et des conditions spéciales peuvent être ajoutés au modèle géométrique pour simuler le soutènement des tunnels, les plaques, l'interaction sol/structure ou les chargements. Le modèle géométrique est introduit dans le logiciel PLAXIS par des

Chapitre III méthodes de résolutions et lois de comportement

commandes utilisant les lignes géométriques pour définir les limites du modèle, ainsi qu'on utilise les fixations pour les conditions aux limites. Pour le revêtement et le soutènement, PLAXIS dispose d'un menu « plate » ou élément plaque. Le logiciel intègre aussi un menu « tunnel » afin de tracer la géométrie exacte de la section du tunnel. Après la définition de la géométrie ; on devra saisir les paramètres relatifs aux matériaux puis, assigner ces jeux de données aux éléments géométriques, lorsque le modèle géométrique est entièrement défini, et lorsque les propriétés de tous les éléments géométriques ont été affectées, le modèle géométrique est terminé et le maillage peut être généré. Un résumé des fonctions essentielles est donné comme suit :

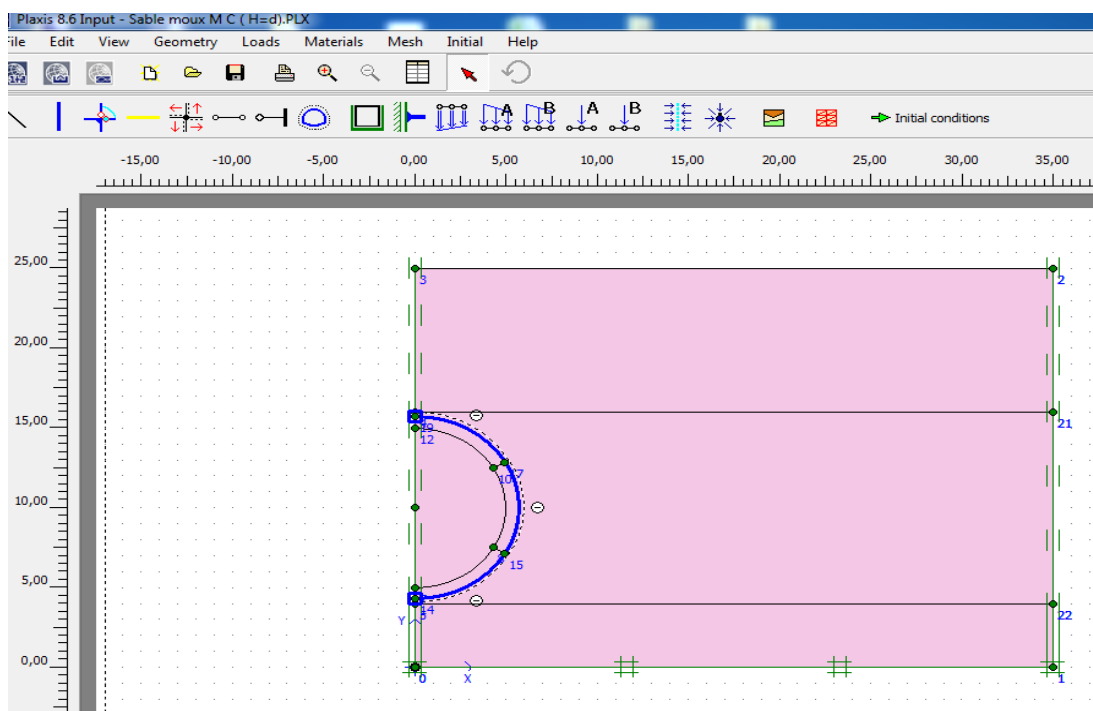


Figure III.6: création du modèle (structure et terrain).

❖ Les couches du terrain :

Les limites des couches constituant le sous-sol sont dessinées à l'aide des lignes géométrique de l'outil « geometry line », leurs paramètres sont introduit dans le PLAXIS par l'option « matériel sets ». Dans cette étude on a choisit d'utiliser le critère de Mohr-Coulomb, ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young (E) , le coefficient de poisson (ν) , la cohésion (C) l'angle de frottement (ϕ) , et l'angle de dilatance(ψ).

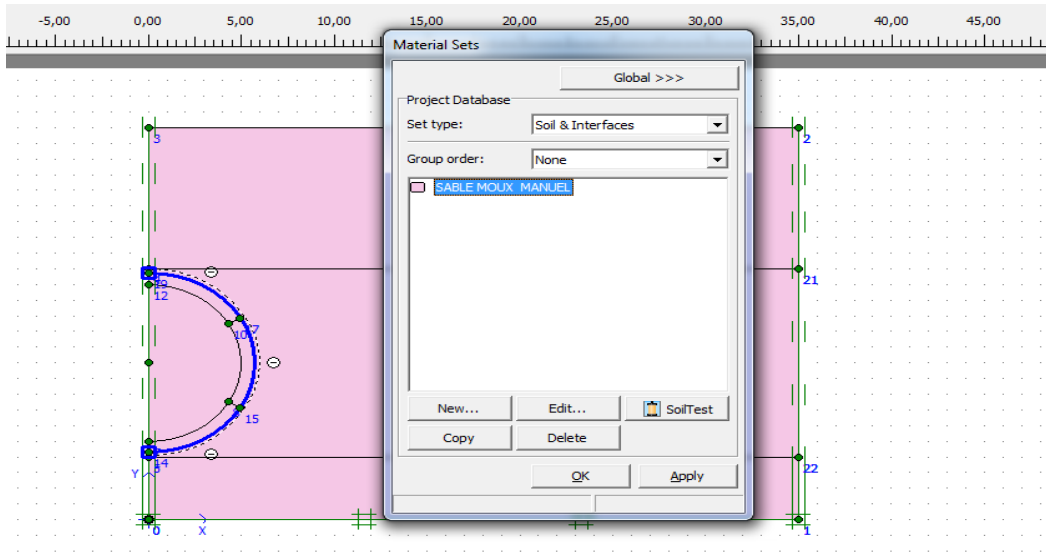


Figure III.7 : Création des couches de terrain.

❖ **Propriétés mécaniques des matériaux :**

Cliquer sur l'icône « matériel set » pour insérer les propriétés mécaniques des différentes couches de terrain, ainsi que celles du revêtement du tunnel. Le comportement mécanique est supposé drainé puisque nous nous intéressons aux déformations à long terme.

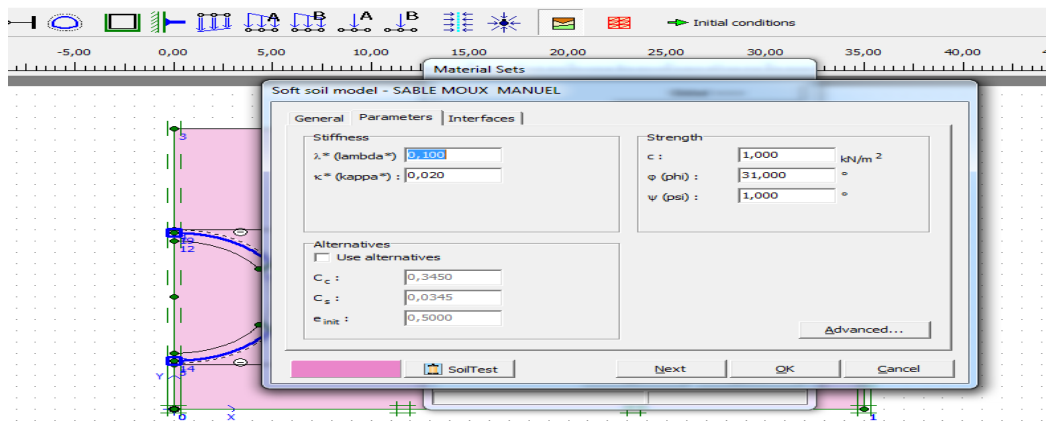


Figure .III.8 : Fenêtre des paramètres pour la loi the soft soil model .

❖ **Le tunnel :**

PLAXIS offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Cliquer sur l'icône « tunnel » dans la barre des outils. Une fenêtre apparaît avec 3 options pour la création de la forme du tunnel.

Après l'insertion du tunnel dans le modèle géométrique, on définit les caractéristiques de l'élément plaque qui constitue le tunnel. Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées dans le terrain et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. Les plaques peuvent être utilisées pour modéliser l'influence

de murs, plaque coques ou soutènement. Dans un modèle géométrique, les plaques sont des « lignes bleues ».

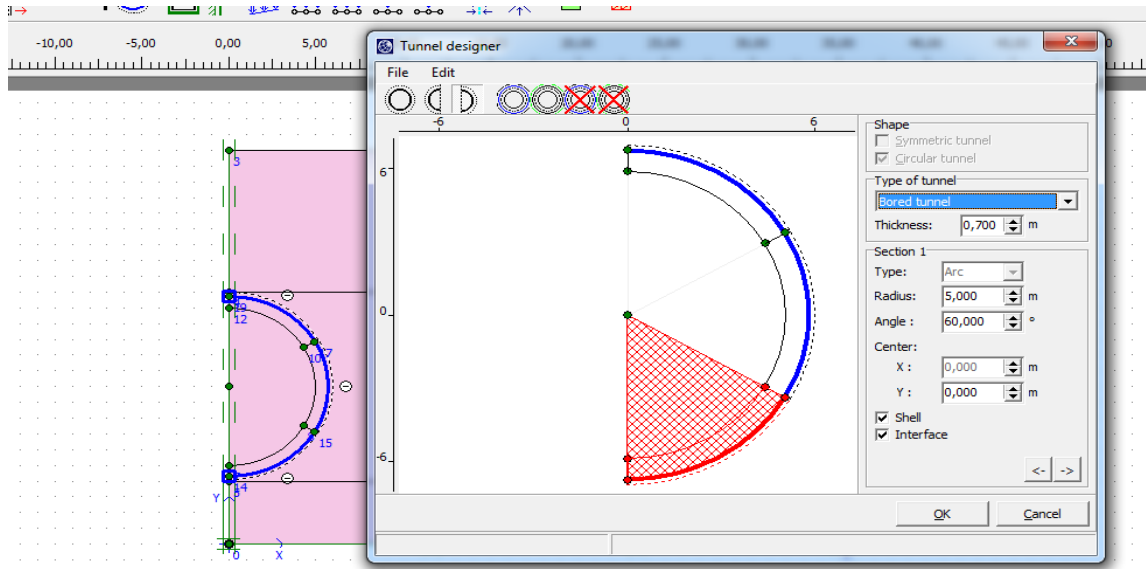


Figure III.9: création du tunnel circulaire.

❖ Génération du maillage d'éléments finis :

Les paramètres et les données sont introduits dans le modèle (sols, plaque) , l'option « mesh » permet de générer le maillage d'éléments finis avec des options pour raffiner le maillage . Le maillage peut contenir des milles d'éléments.

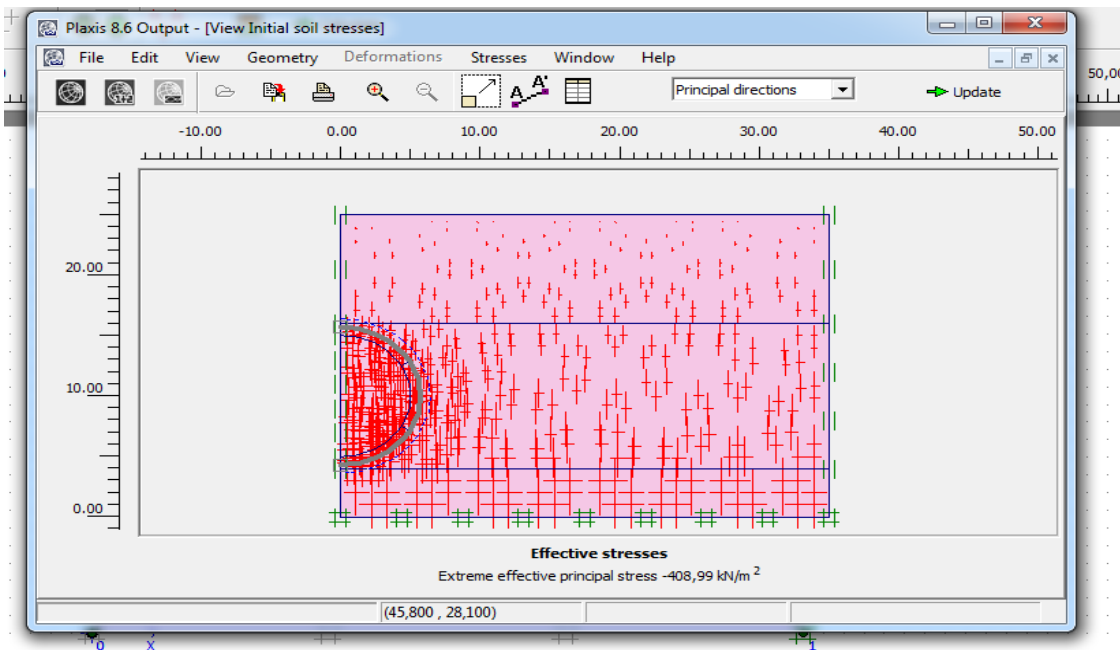


Figure III.10 : Fenêtre des contraintes effectives dans le sol.

❖ Conditions hydrauliques :

L'étude hydrogéologique a montré qu'il n'y a pas une nappe bien déterminée sous le niveau du terrain naturel. Le logiciel PLAXIS permet de dessiner le niveau à quiferre, et le degré de saturation dans le massif.

❖ Contraintes initiales :

Les contraintes initiales dans le sol sont influencées par le poids de terrain et par l'histoire de sa formation. Cet état de contrainte est caractéristique généralement par une contrainte effective verticale initiale, et autre contrainte horizontale calculé par le coefficient de pression des terres au repos K_0 ($\sigma_h = K_0 \sigma_v$), La valeur par défaut de K_0 est obtenue par la formule de Jaky ($K_0 = 1 - \sin \phi$). le logiciel utilise donc la formule de Jacky pour la génération des valeurs de K_0 .

❖ La phase de calcul :

Après la définition du modèle d'élément finis, on peut faire le calcul par déformation plastique. Le calcul est fait en deux phases :

Dans une 1ere phase, on désactive les éléments de sol à l'intérieure du tunnel et l'on active le revêtement.

C'est la seconde phase de calcul qui va nous ramener à la réalité lors de la construction d'un tunnel nécessitant un coffrage, le volume de sol excavé est habituellement plus important que le volume du tunnel. Cette perte de volume peut être simulée en imposant une contraction radiale de lamproie du tunnel. Le volume de sol (perdu) à imposer est défini dans PLAXIS, comme un pourcentage du volume total du tunnel. Dans le cas présent, on choisit 2%.

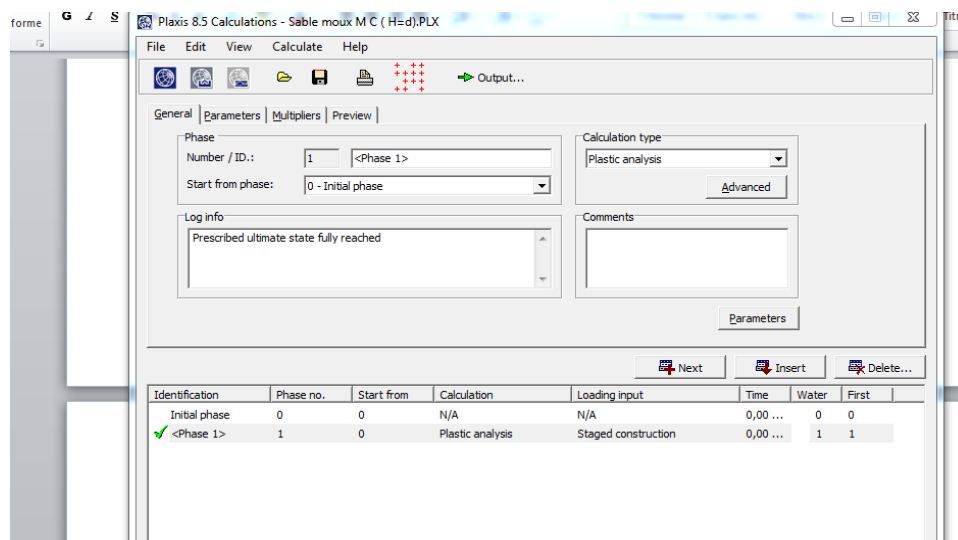


Figure III.11 : Fenêtre de phase de calcul du logiciel .

II. Les modèles de comportement utilisés dans plaxis

1. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des Données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de

G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le Cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young

Drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K Comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation :

$$E = 2 G (1 + \nu)$$

Le modèle élastique de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de Mécanique des Roches

1.1 Le modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , Respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

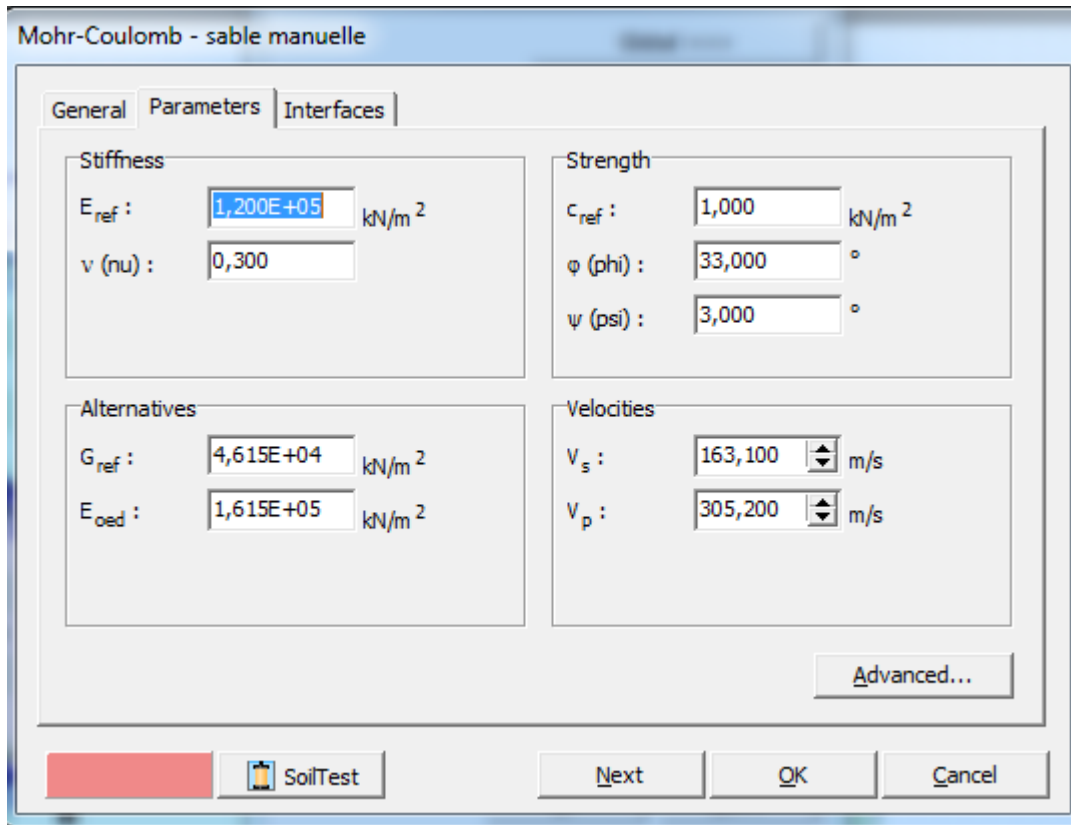


Figure III.12: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

Module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max} , Mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture .L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

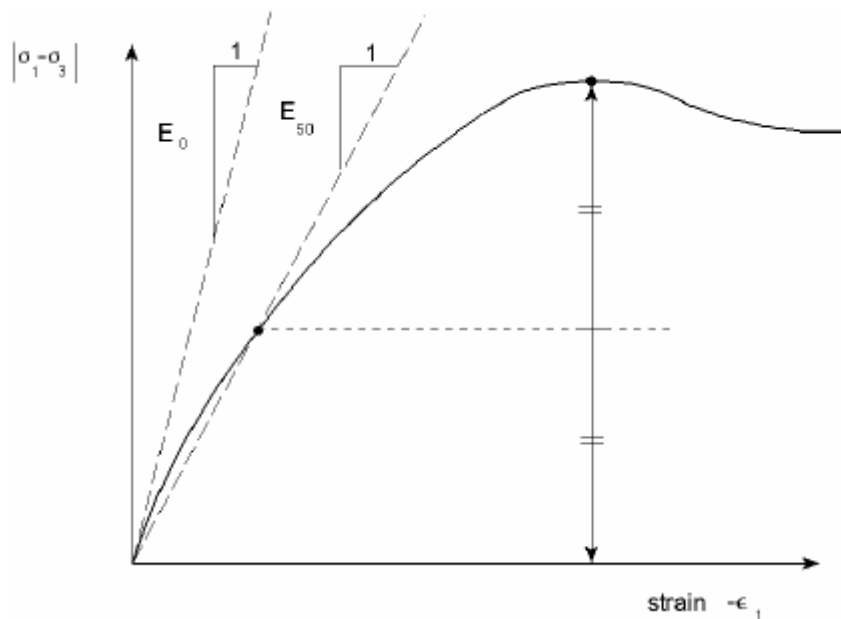


Figure III.13: Définition du module à 50% de la rupture.

Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement "de pic" soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs

à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer

des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la

suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement ϕ_{CV} (à volume constant, au palier).

Cohésion

Chapitre III méthodes de résolutions et lois de comportement

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion

non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m). Cette option permet aussi de faire varier le module de déformation *E* avec la profondeur (voir ci-dessous).

L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de "dilatance" noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ \text{ ou } \psi = 0^\circ$$

Le cas $\psi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction. Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de "couper" ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

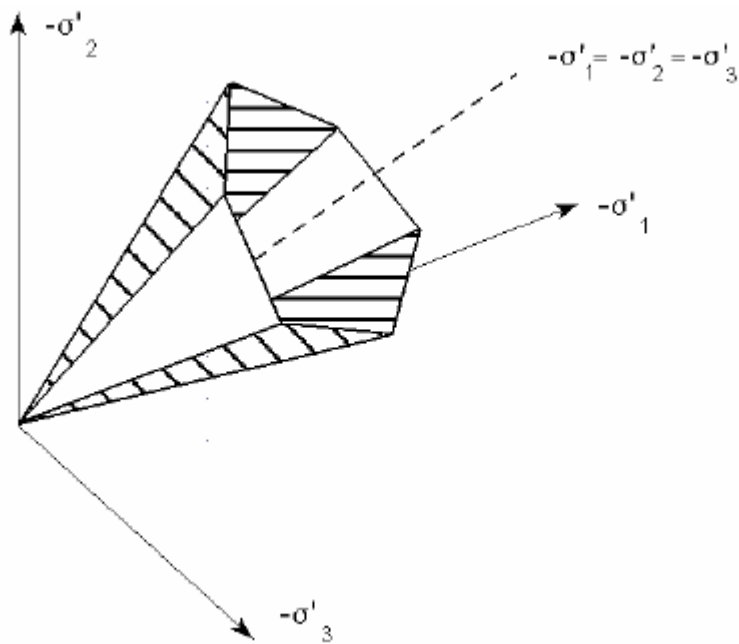


Figure III.14 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c = 0$.

1.2 La loi de harding soil modèle avec écrouissage

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points ; il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste: il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il

en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

Les paramètres du HSM

Paramètres de Mohr-Coulomb :

Chapitre III méthodes de résolutions et lois de comportement

c : cohésion (effective) [kN/m²]

ϕ : angle de frottement effectif [°]

ψ : Angle of dilatance [°]

Paramètres de rigidité :

E_{ref}

E_{50} : Module sécant dans un essai triaxial [kN/m²]

E_{ref}

E_{oed} : Module tangent dans un essai oedométrique [kN/m²]

m : Puissance (environ 0,5 pour les sables) [-]

Paramètres avancés :

E_{ref}

E_{ur} : Module en décharge (par défaut $E_{ref} E_{ur} = 3 E_{ref} E_{50}$) [kN/m²]

ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge-recharge [-]

(par défaut $\nu_{ur} = 0.2$)

p_{ref} : Contrainte de référence (par défaut $p_{ref} = 100$ s) [kN/m²]

K_{nc0} : K_0 - consolidation (par défaut $K_{nc0} = 1 - \sin \phi$) [-]

R_f : Coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f = 0,9$) [-]

$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [kN/m²]

$c_{incement}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{incement} = 0$) [kN/m³]

Hardening soil model - argil manuelle

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{50}^{ref} : 2,000E+04 kN/m²

E_{oed}^{ref} : 1,600E+04 kN/m²

E_{ur}^{ref} : 6,000E+04 kN/m²

power (m) : 0,650

Strength

c_{ref} : 5,500 kN/m²

ϕ (phi) : 24,000 °

ψ (psi) : 0,000 °

Alternatives

Use alternatives

C_c : 0,0216

C_s : 0,0052

e_{init} : 0,5000

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure III.15: Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

1.3 La loi de soft soil model pour sols "mous"

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al.. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

Paramètres de compressibilité

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et κ . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique). On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau . Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initial.

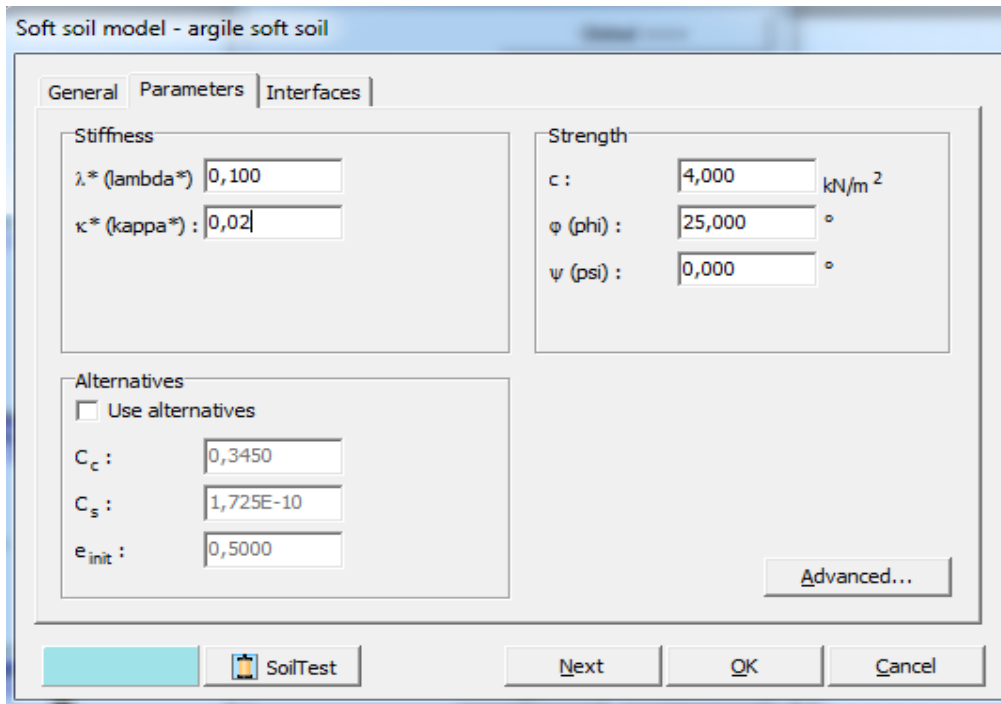


Figure III.16: Fenêtre des paramètres du Soft Soil Model.

En résumé

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants

λ^* : Indice de compression [-]

κ^* : Indice de gonflement [-]

c : Cohésion [kN/m²]

ϕ : Angle de frottement [°]

ψ : Angle de dilatance [°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge-décharge [-]

$K0NC$: [-]

M : paramètre $K0NC$ [-]

Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec

une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de la recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul "manuel" pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais parcellaires, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs

expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins "courant" est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel"....

Table de

CHAPITRE IV

étude numérique et analyse paramétrique du projet

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

➤ Caractéristique mécanique des terrains

	Argile		Sable	
Paramètres Sol	Argile Molle	Argile Raide	Sable Dence	Sable Mou
Critère de rupture	« MOHR coulomb »	M - C	M - C	M - C
l'angle de frottement (ϕ)	$\phi = 24^\circ$	$\phi = 25^\circ$	$\phi = 33^\circ$	$\phi = 31^\circ$
dilatance ψ	-	-	3	1
coef de poisson	0,3	0,3	0,3	0,3
Cohésion ζ	5,5 KPa	4 KPa	1 KPa	1 KPa
Masse volumique γ_{sat}	15 KN/m ³	16 KN/m ³	17 KN/m ³	16,5 KN/m ³
Masse volumique γ_{sat}	18 KN/m ³	18,5 KN/m ³	21 KN/m ³	20 KN/m ³
(E) Module de Young	1 000 KPa	10 000 KPa	120 000 Pa	80 000 KPa

➤ Caractéristique du soutènement

- Béton projetées :

Module d'élasticité: $E_b = 30000000 \text{ kpa}$

Coefficient de poisson: $\nu_b = 0.2$

$b_{adm \max} = 6 \text{ Mpa} = 6000 \text{ Kpa}$

I. Pré-dimensionnement des sections de tunnel circulaire par la méthode choisie de convergence confinement pour les quatre types de sols

1. Cas d'une section de tunnel dans un terrain « Sable dense » élasto-plastique

1.1 Courbe caractéristique de terrain :

- la résistance à la compression d'un terrain est donnée par la relation

$$R_c = \frac{2c \times \cos \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{2 \times 1 \cdot \cos 33}{1 - \sin 33}$$

$$R_c = 3.68 \text{ KPa}$$

On adopte la contrainte géostatique de terrain $\delta_0 = 4 \text{ KPa}$

$$\delta_0 = 4 \text{ KPa} > \frac{R_c}{2} = \text{MPa} \rightarrow 2 \text{ phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

→ Le début de déformation s'opère de façon élastique tant que la pression fictive de soutènement reste supérieure à Pa.

La pression d'apparition d'une zone en état limite de repture

$$P_a = \delta_0 (1 - \sin \phi) - c \cos \phi = 4 (1 - \sin 33) - 1 \times \cos 33$$

$$P_a = 0.98 \text{ KPa}$$

Le taux de déconfinement

$$\lambda_a = (\delta_0 - P_a) / \delta_0 = (4 - 0.98) / 4$$

$$\lambda_a = 0.75$$

Déplacement à la paroi

$$U_a = \lambda_a \times U_e$$

$$U_e = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \delta_0 \times R = \frac{1 + 0.3}{120000} \times 4 \times 5$$

$$U_e = 2.16 \times 10^{-4}$$

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

$$U_a = 0.75 \times 2.16 \times 10^{-4}$$

$$U_a = 2.16 \times 10^{-4}$$

→ Pour $P_a < P < \delta_0$ la courbe caractéristique est un segment de droite :

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{array}{l} \delta_0 = 4 = P \\ U = 0 \end{array} \right) \quad B \left(\begin{array}{l} P = P_a = 0.98 \\ U = U_a = 1.62 \times 10^{-4} \end{array} \right)$$

→ Pour $P < P_a$ détermination de la courbe point par point selon la loi de comportement du massif choisie.

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{KP} \times \frac{(Kp - 1) \times \delta_0 + Rc}{(1 - \gamma)(Kp - 1)\delta_0 + Rc} \right]^{-\frac{1}{1+Kp}}$$

$$Kp = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} = \frac{1 + \sin 33}{1 - \sin 33} = 3.39$$

$$Kp = 3.39$$

$$U(\lambda) = u_a \times \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2$$

λ	$(r_p(\lambda)/R)[m]$	$(r_p(\lambda)/R)^2[m]$		$U_a[m]$	$P[Kpa]$	$U(\lambda)[m]$
0	0	0	0	0	4	0
0,75					0,98	0,000162
0,76	1,00394957	1,007914739	5,01974785	0,000162	0,96	0,000163
0,78	1,017825896	1,035969555	5,089129482		0,88	0,000168
0,8	1,03236127	1,065769792	5,161806351		0,8	0,000173
0,86	1,080506547	1,167494398	5,402532736		0,56	0,000189
0,89	1,107572478	1,226716794	5,53786239		0,44	0,000199
0,92	1,137032999	1,292844042	5,685164997		0,32	0,000209
0,94	1,158189688	1,341403354	5,790948442		0,24	0,000217
0,97	1,192538906	1,422149043	5,962694532		0,12	0,00023
0,98	1,20476612	1,451461403	6,023830599		0,08	0,000235
0,99	1,217420446	1,482112543	6,087102232		0,04	0,00024
1	1,230527875	1,514198852	6,152639376		0	0,000245

Tableau IV.1 : récapitulatif des déplacements dans un terrain sable dense

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

1.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

Raideur de terrain

$$2G = \frac{E}{1 + \nu} = \frac{120\,000}{1 + 0.3} = 92307.69 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement

$$Kb = \frac{Eb \times e}{(1 - \nu^2) \cdot R}$$

→ cas de revêtement mince $\frac{D}{e} > 10$

. On adopte $e = 0.7 \text{ m} \rightarrow \frac{10}{0.7} = 14.28 > 10$

$$\text{Donc } Kb = \frac{30\,000 \times 0.7}{(1 - 0.2^2) \cdot 5} Kb = 4375 \times 10^3 \text{ KPa}$$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma_{s^0}) \times \delta_0 \rightarrow P_0 = (1 - 0.333) \times 4 \\ P_0 = 2.66 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

$$P_{b \max} = \frac{\delta_{ad \max} \times e}{R} = \frac{6000 \times 0.7}{5} \\ P_{b \max} = 40 \text{ PKa}$$

Pression de soutènement

$$P_s = \frac{Kb}{Kb + 2G} (1 - \lambda_{s^0}) \cdot \delta_0$$

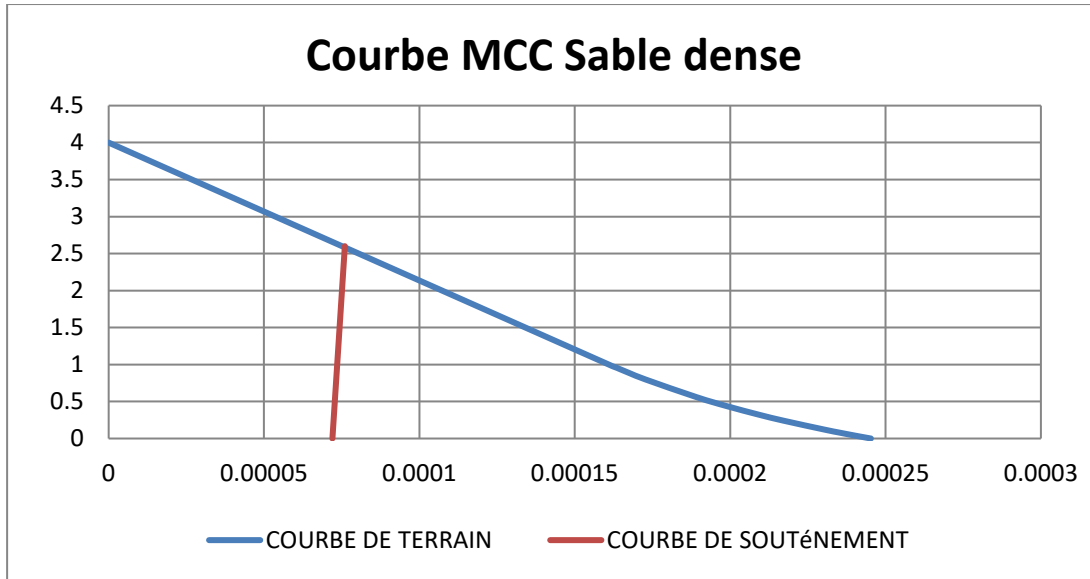
$$P_s = \frac{4375000}{4375000 + 92307.69} \times 2.66 \\ P_s = 2.60 \text{ KPa}$$

$P_{b \max} > P_s$ Donc la section de tunnel est acceptable.

→ La section de tunnel est acceptable

. Le déplacement d'équilibre

$$U_{\acute{e}q} = \lambda_{\acute{e}q} \times U_e \\ \lambda_{\acute{e}q} = \frac{\delta_0 - P_s}{\delta_0} = \frac{4 - 2.60}{4} \rightarrow \lambda_{\acute{e}q} = 0.35 \\ U_{\acute{e}q} = 0.35 \times 2.16 \times 10^{-4} \\ U_{\acute{e}q} = 0.000076 \text{ m}$$



Courbe IV.1 : Convergence confinement du terrain sable dense et du soutènement

2. Cas d'une section de tunnel dans un terrain « Argile raide. »elasto-plastique

2.1 La courbe caractéristique de terrain

Soit : $\delta_0 = 10 \text{ KPa}$, $Rc = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{2 \times 4 \cdot \cos 25}{1 - \sin 25} = 12.55 \text{ KPa}$

$$Rc = 12.55 \text{ KPa} \rightarrow \delta_0 > \frac{Rc}{2}$$

→« le début de la déformation s'opère de façon élastique tant que la pression fictive de soutènement reste supérieure à Pa.

La pression d'apparition d'une zone en état limite de rupture

$$Pa = \delta_0 = (1 - \sin \phi) - c \times \cos \phi = 10 (1 - \sin 25) - 4 \times \cos 25$$

$$Pa = 2.15 \text{ KPa}$$

Le taux de confinement

$$\lambda_a = (\delta_0 - Pa) / \delta_0$$

$$= (10 - 2.15) / 10$$

$$\lambda_a = 0.78$$

Le déplacement à la paroi

$$U_a = \lambda_a \times U_e$$

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

$$U_e = \frac{1 + 0}{E} \cdot \delta_0 \times R = \frac{1 + 0.33}{10\,000} \times 10 \times 5 \rightarrow U_e = 0.00665 \text{ m}$$

$$U_a = 0.78 \times 0.00665 \rightarrow U_a = 0.005187 \text{ m}$$

→ Pour $P < Pa < \delta_0$ la courbe caractéristique est un segment de droite ; la courbe passant par les deux point.

$$A \begin{pmatrix} 10 \\ 0 \end{pmatrix} B \begin{pmatrix} 2.15 \\ 0.005187 \end{pmatrix}$$

→ Pour $P < Pa$ détermination de la courbe point par point selon la loi de comportement du massif :

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{KP + 1} \times \frac{(KP - 1) \times \delta_0 + Rc}{(1 - \gamma)(KP - 1)\delta_0 + Rc} \right]^{-\frac{1}{1+KP}}$$

$$Kp = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} = 2.46$$

$$U(\lambda) = U_a \times \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2$$

λ	(rp(λ)/R)[m]	(rp(λ)/R)^2[m]		Ua[m]	P[Kpa]	U(λ)[m]
0	0	0	0	0	10	0
0,78	0,997008171	0,994025292	4,985040853	0,005187	2,15	0,005187
0,8	1,009766606	1,019628598	5,048833028		2	0,00528881
0,83	1,02968175039	1,060244507	5,148408752		1,7	0,00549949
0,86	1,05059629449	1,103752574	5,252981472		1,4	0,00572516
0,88	1,06513489056	1,134512335	5,325674453		1,2	0,00588472
0,91	1,08790307271	1,183533096	5,439515364		0,9	0,00613899
0,94	1,11191272404	1,236349906	5,55956362		0,6	0,00641295
0,97	1,13727545669	1,293395464	5,686377283		0,3	0,00670884
0,98	1,14605168652	1,313434468	5,730258433		0,2	0,00681278
0,99	1,15499715866	1,334018437	5,774985793		0,1	0,00691955
1	1,16411713994	1,355168716	5,8205857		0	0,00702926

Tableau IV.2 : récapitulatif des déplacements dans un terrain argile raide

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

2.2 La courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté

Raideur de terrain : $2 G = 7518.79 \text{ KPa}$

Raideur de soutènement : $KP = \frac{Eb \times e}{(1-\nu^2).R}$

Cas de revêtement mince $\frac{D}{e} > 10$ on adopte : $e = 0.7 \text{ m} \rightarrow \frac{0.7}{10} = 14 > 10$

Donc $Kb = 4375000 \text{ KPa}$

La pression P_0 relative à la pose du soutènement :

$$P_0 = (1 - \alpha_{s^0}) \times \delta^0 \rightarrow P_0 = 6.67 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement :

$$P_{b \max} = \frac{\delta_{ad \max} \times e}{R} \rightarrow P_{b \max} = 840 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement :

$$P_s = \frac{Kb}{Kb+2G} (1 - \alpha_{s^0}). \delta_0$$

$$P_s = 6.66 \text{ KPa}$$

$$P_{b \max} > P_s \rightarrow \text{La section de tunnel est acceptable}$$

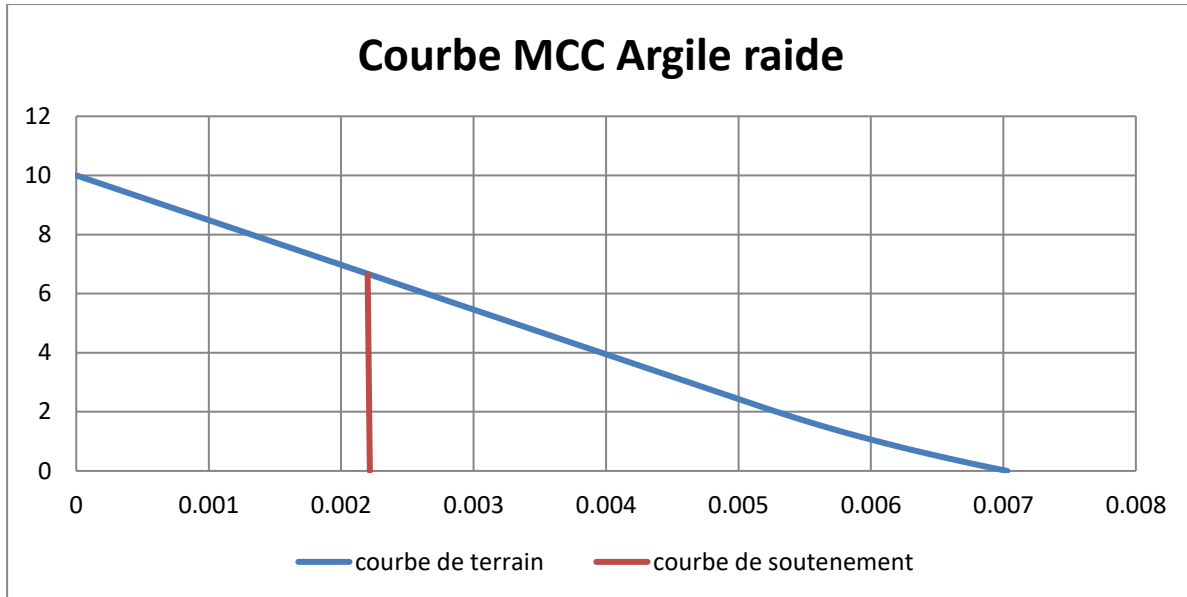
. Le déplacement d'équilibre :

$$U_{\acute{e}q} = \alpha_{\acute{e}q} \times U_e$$

$$\alpha_{\acute{e}q} = \frac{\delta^0 - P_s}{\delta^0} = \frac{10 - 6.66}{10} \rightarrow \alpha_{\acute{e}q} = 0.334$$

$$U_{\acute{e}q} = 0.334 \times 0.00665$$

$$U_{\acute{e}q} = 0.0022 \text{ m}$$



Courbe IV.2 : Convergence confinement du terrain argile raide et du soutènement

3. Cas d'une section de tunnel dans un terrain « Sable mou » élasto-plastique

3.1 Courbe caractéristique de terrain

- la résistance à la compression d'un terrain est donnée par la relation :

$$R_c = \frac{2c \times \cos \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{2 \times 1 \cdot \cos 31}{1 - \sin 31} \rightarrow R_c = 3,53 \text{ KPa}$$

On adopte la contrainte géostatique de terrain $\delta_0 = 4 \text{ KPa}$

$$\delta_0 = 4 \text{ KPa} > \frac{R_c}{2} = \text{MPa} \rightarrow 2 \text{ phases (élastique et élasto-plastique)}$$

→ Le début de déformation s'opère de façon élastique tant que la pression fictive de soutènement reste supérieure à Pa.

La pression d'apparition d'une zone en état limite de repture

$$Pa = \delta_0 (1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 4 (1 - \sin 31) - 1 \times \cos 31$$

$$Pa = 1,08 \text{ KPa}$$

Le taux de confinement

$$\lambda a = (\delta_0 - Pa) / \delta_0 = (4 - 1,08) / 4$$

$$\lambda a = 0,73$$

Déplacement à la paroi

$$Ua = \lambda a \times U_e$$

$$U_e = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \delta_0 \times R = \frac{1 + 0.3}{80000} \times 4 \times 5$$

$$U_e = 0,000325 \text{ m}$$

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

$$U_a = 0,73 \times 0,000325$$

$$U_a = 0,00023725 \text{ m}$$

→ Pour $P_a < P < \delta_0$ la courbe caractéristique est un segment de droite :

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{array}{l} \delta_0 = 4 = P \\ U = 0 \end{array} \right) \quad B \left(\begin{array}{l} P = P_a = 1,08 \\ U = U_a = 0,00023725 \end{array} \right)$$

→ Pour $P < P_a$ détermination de la courbe point par point selon la loi de comportement du massif choisie.

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{KP} \times \frac{(Kp - 1) \times \delta_0 + Rc}{(1 - \gamma)(Kp - 1)\delta_0 + Rc} \right]^{-\frac{1}{1+Kp}}$$

$$Kp = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} = \frac{1 + \sin 31}{1 - \sin 31} = 3,12$$

$$Kp = 3,12$$

$$U(\lambda) = u_a \times \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)$$

λ	$(r_p(\lambda)/R)[m]$	$(r_p(\lambda)/R)^2[m]$		$U_a[m]$	$P[Kpa]$	$U(\lambda)[m]$
0	0	0	0	0	4	0
0,73					1,08	0,0002373
0,75	1,019329518	1,039032665	5,096648	0,000237	1	0,0002465
0,77	1,034035883	1,069230208	5,170179		0,92	0,0002537
0,8	1,057396213	1,118086751	5,286981		0,8	0,0002653
0,86	1,109547131	1,231094836	5,547736		0,56	0,0002921
0,89	1,138837821	1,296951582	5,694189		0,44	0,0003077
0,92	1,170691258	1,370518023	5,853456		0,32	0,0003252
0,94	1,193544917	1,42454947	5,967725		0,24	0,000338
0,97	1,230605255	1,514389293	6,153026		0,12	0,0003593
0,98	1,243783035	1,546996238	6,218915		0,08	0,000367
0,99	1,257412468	1,581086116	6,287062		0,04	0,0003751
1	1,271520187	1,616763586	6,357601		0	0,0003836

Tableau IV.3 : récapitulatif des déplacements dans un terrain sable mou

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

3.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

Raideur de terrain

$$2G = \frac{E}{1 + \nu} = \frac{80000}{1 + 0.3} = 61538,46 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement

$$Kb = \frac{Eb \times e}{(1 - \nu^2) \cdot R}$$

→ Cas de revêtement mince $\frac{D}{e} > 10$

. On adopte $e = 0.7 \text{ m} \rightarrow \frac{10}{0.7} = 14.28 > 10$

$$\text{Donc } Kb = \frac{30\,000 \times 0.7}{(1 - 0.2^2) \cdot 5} Kb = 4375 \times 10^3 \text{ KPa}$$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma_{s^0}) \times \delta_0 \rightarrow P_0 = (1 - 0.333) \times 4 \\ P_0 = 2.67 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

$$P_{b \max} = \frac{\delta_{ad \max} \times e}{R} = \frac{6000 \times 0.7}{5} \\ P_{b \max} = 840 \text{ PKa}$$

Pression de soutènement

$$P_s = \frac{Kb}{Kb + 2G} (1 - \alpha_{s^0}) \cdot \delta_0$$

$$P_s = \frac{4375000}{4375000 + 61538,46} \times 2.67$$

$$P_s = 2.63 \text{ KPa}$$

$P_{b \max} > P_s$ Donc la section de tunnel est acceptable.

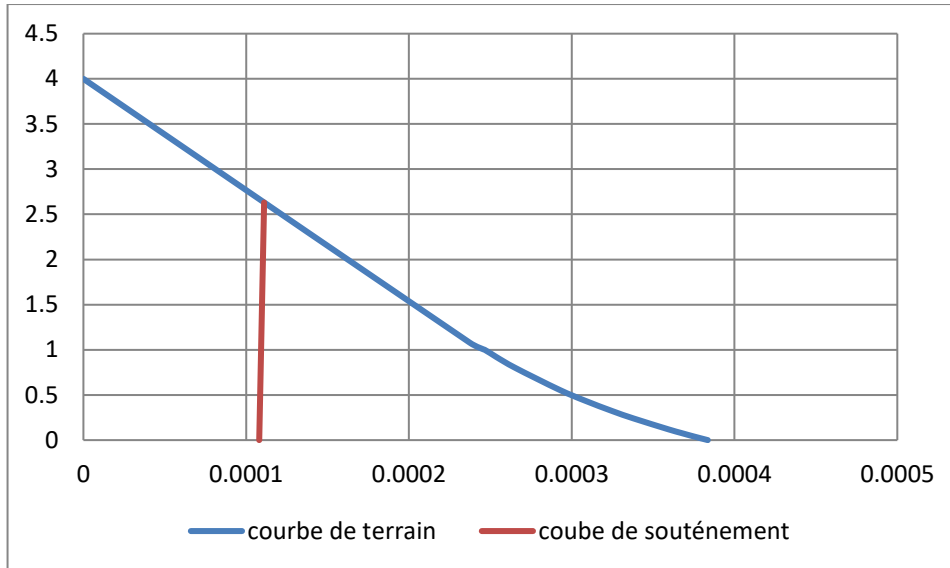
→ La section de tunnel est acceptable :

. Le déplacement d'équilibre : $U_{\acute{e}q} = \alpha_{\acute{e}q} \times U_e$

$$\alpha_{\acute{e}q} = \frac{\delta_0 - P_s}{\delta_0} = \frac{4 - 2.63}{4} \rightarrow \alpha_{\acute{e}q} = 0.342$$

$$U_{\acute{e}q} = 0.342 \times 0,000325$$

$$U_{\acute{e}q} = 0,00011115 \text{ m}$$



Courbe IV.3 : Convergence confinement du terrain sable mou et du soutènement.

4. Cas d'une section de tunnel dans un terrain « Argile molle » élasto-plastique

4.1 Courbe caractéristique de terrain

- la résistance à la compression d'un terrain est donnée par la relation :

$$Rc = \frac{2c \times \cos \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{2 \times 5,5 \cdot \cos 24}{1 - \sin 24} \rightarrow Rc = 16,93 \text{ KPa}$$

On adopte la contrainte géostatique de terrain $\delta_0 = 10 \text{ KPa}$

$$\delta_0 = 10 \text{ KPa} > \frac{Rc}{2} = 8,465 \text{ MPa} \rightarrow 2 \text{ phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

→ Le début de déformation s'opère de façon élastique tant que la pression fictive de soutènement reste supérieure à Pa.

La pression d'apparition d'une zone en état limite de repture

$$Pa = \delta_0 (1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 10 (1 - \sin 24) - 5,5 \times \cos 24$$

$$Pa = 0,90 \text{ KPa}$$

Le taux de confinement

$$\lambda a = (\delta_0 - Pa) / \delta_0 = (10 - 0,90) / 10$$

$$\lambda a = 0,91$$

Déplacement à la paroi

$$Ua = \lambda a \times Ue$$

$$Ue = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \delta_0 \times R = \frac{1 + 0,33}{1000} \times 10 \times 5$$

$$Ue = 0,0665 \text{ m}$$

$$Ua = 0,91 \times 0,0665$$

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

$$U_a = 0,060515 \text{ m}$$

→ Pour $P_a < P < \delta_0$ la courbe caractéristique est un segment de droite :

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{array}{l} \delta_0 = 10 = P \\ U = 0 \end{array} \right) \quad B \left(\begin{array}{l} P = P_a = 0,90 \\ U = U_a = 0,060515 \end{array} \right)$$

→ Pour $P < P_a$ détermination de la courbe point par point selon la loi de comportement du massif choisie.

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{KP} \times \frac{(Kp - 1) \times \delta_0 + Rc}{(1 - \gamma)(Kp - 1)\delta_0 + Rc} \right]^{-\frac{1}{1+Kp}}$$

$$Kp = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} = \frac{1 + \sin 24}{1 - \sin 24} = 2,37$$

$$Kp = 2,37$$

$$U(\lambda) = u_a \times \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2$$

λ	$(r_p(\lambda)/R)[m]$	$(r_p(\lambda)/R)^2[m]$		Ua[m]	P[Kpa]	U(λ)[m]
0	0	0	0	0	10	0
0,91					0,9	0,06051500
0,92	1,00684321	1,01373326	5,03421607	0,060515	0,8	0,06134607
0,93	1,01248351	1,02512285	5,06241753		0,7	0,06203531
0,94	1,01819987	1,03673097	5,09099934		0,6	0,06273777
0,95	1,02399394	1,04856359	5,1199697		0,5	0,06345383
0,96	1,0298674	1,06062687	5,14933702		0,4	0,06418384
0,97	1,035822	1,07292721	5,17910998		0,3	0,06492819
0,98	1,0418595	1,08547121	5,20929749		0,2	0,06568729
0,99	1,04798175	1,09826576	5,23990877		0,1	0,06646155
1	1,05419066	1,11131795	5,2709533		0	0,06725141

Tableau IV.4 : récapitulatif des déplacements dans un terrain argile molle.

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

4.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

Raideur de terrain

$$2G = \frac{E}{1 + \nu} = \frac{1000}{1 + 0.3} = 751,87 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement

$$Kb = \frac{Eb \times e}{(1 - \nu^2) \cdot R}$$

→ cas de revêtement mince $\frac{D}{e} > 10$

On adopte $e = 0.7 \text{ m}$ → $\frac{10}{0.7} = 14.28 > 10$

Donc $Kb = \frac{30\,000 \times 0.7}{(1 - 0.2^2) \cdot 5} Kb = 4375 \times 10^3 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma_{s0}) \times \delta_0 \rightarrow P_0 = (1 - 0.333) \times 10$$
$$P_0 = 6,67 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

$$P_{b \max} = \frac{\delta_{ad \max} \times e}{R} = \frac{6000 \times 0.7}{5}$$
$$P_{b \max} = 840 \text{ PKa}$$

Pression de soutènement

$$P_s = \frac{Kb}{Kb + 2G} (1 - \lambda_{s0}) \cdot \delta_0$$

$$P_s = \frac{4375000}{4375000 + 751,87} \times 6.67$$

$$P_s = 6,66 \text{ KPa}$$

$P_{b \max} > P_s$ Donc la section de tunnel est acceptable.

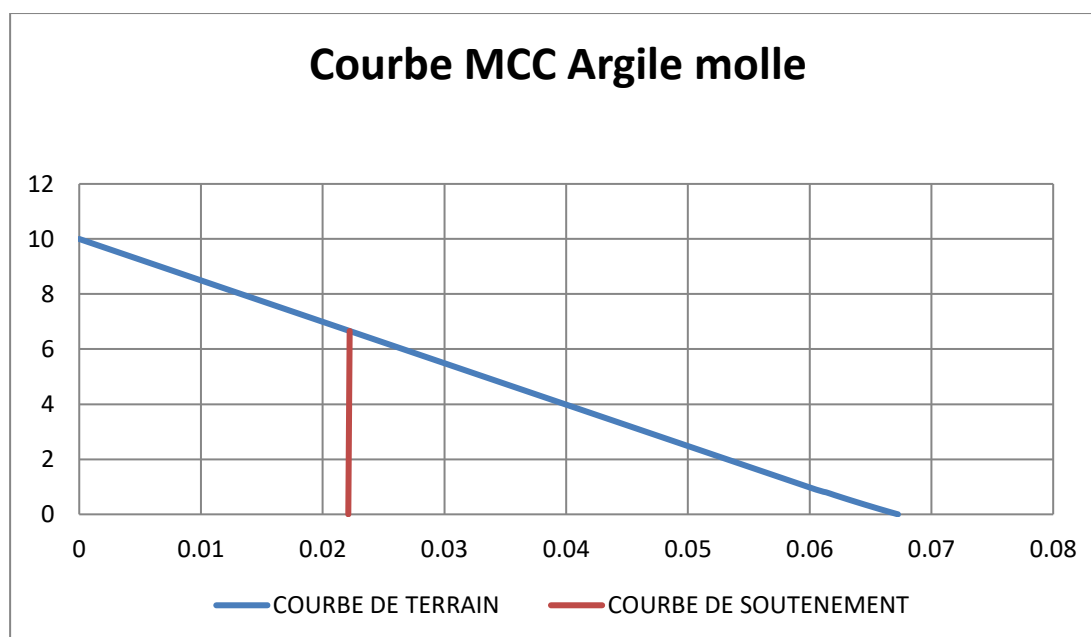
→ La section de tunnel est acceptable :

. Le déplacement d'équilibre : $U_{\acute{e}q} = \lambda_{\acute{e}q} \times U_e$

$$\lambda_{\acute{e}q} = \frac{\delta_0 - P_s}{\delta_0} = \frac{10 - 6,66}{10} \rightarrow \lambda_{\acute{e}q} = 0,334$$

$$U_{\acute{e}q} = 0,334 \times 0,0665$$

$$U_{\acute{e}q} = 0,022211 \text{ m}$$



Courbe IV.4 : Convergence confinement du terrain argile molle et du soutènement

II. Analyse paramétrique

Introduction

Dans cette analyse paramétrique on va étudier le comportement des tunnels circulaires dans des terrains différents (argile molle, argile raide, sable dense, sable mou) sans charge et avec charge.

Cette étude a été accomplie à l'aide du logiciel de calcul plaxis8x basé sur l'élément finis :

Ce code de calcul très performant est destiné aux calculs et à l'évaluation de l'interaction sol-structures dans le domaine de la géotechnique.

L'étude est faite en déformation plane à l'aide d'éléments à 15 nœuds, selon les lois de comportements de (Mohr-Coulomb, the soft soil model, the hardening soil model) ainsi que la considération des éléments d'interface sol-structure

1. Etude paramétrique sur le comportement du tunnel dans différents terrains encaissants sans charge :

1.1 Analyse de plaxis du terrain sable dense avec la loi de Mohr Coulomb

Les résultats de l'analyse du terrain calculés avec la loi de Mohr Coulomb sont présentés dans le tableau suivants :

		coordonnées		Déplacement totaux
		X	Y	U(t)(10 ³)
terrain sable dense	Clé	0	15,7	2,22
	Rein	5,7	10	2,35
	App	0	4,3	3,31

Tableau IV.1 déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant sable dense (loi de mohr coulomb).

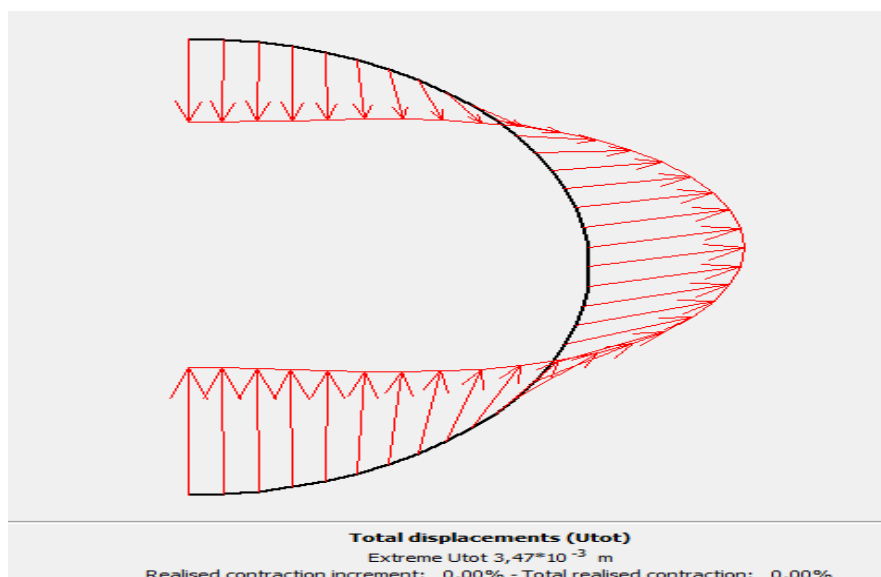


Figure VI.1 : diagramme des déplacements totaux d'un tunnel circulaire dans un sable dense (loi de mohr coulomb).

- On remarque que les déplacements totaux au niveau d'appui sont relativement supérieurs par rapport aux déplacements à la clé et au rein cela est dû à la rigidité relative sol-structure.

1.2 Analyse de plaxis du terrain sable dense avec loi de harding soil model

Les résultats de l'analyse du terrain calculé avec la loi de harding soil model est présenté dans le tableau suivant :

		coordonne		Déplacement totaux
		X	Y	U(t) (10^3)
terrain sable dense	Clé	0	15,7	3,98
	Rein	5,7	10	3,77
	App	0	4,3	4,65

Tableau IV.2 déplacements totaux du tunnel dans le terrain sable dense (loi de harding soil model).

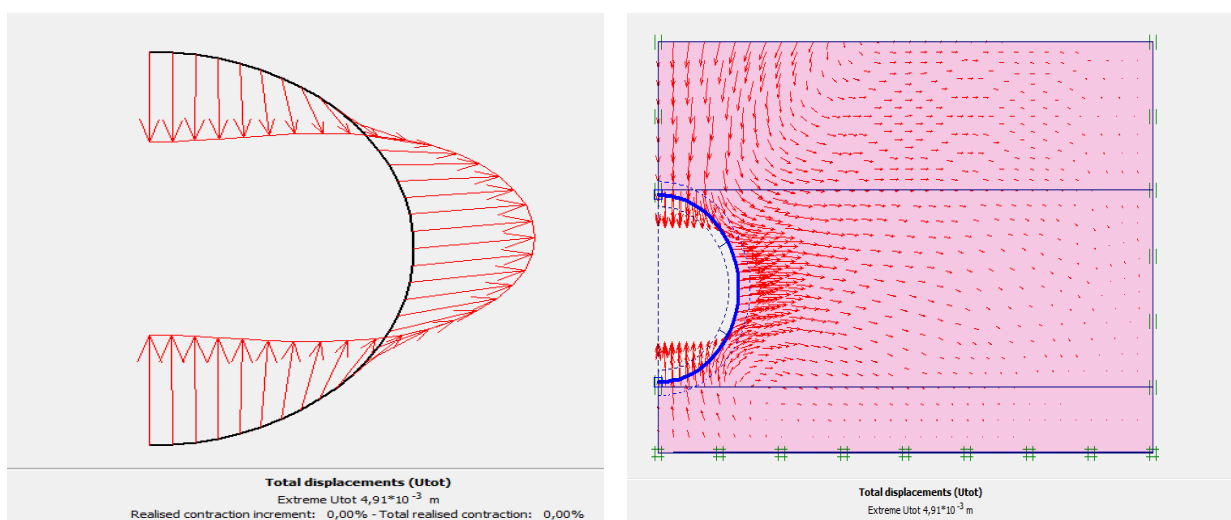


Figure IV.2 : diagramme des déplacements du tunnel dans un terrain encaissant sable dense (loi de harding soil model) .

On remarque que les déplacements totaux au niveau d'appui sont maximales par rapport à la clé et au rein du tunnel.

1.3 Analyse de plaxis du terrain sable mou avec loi de mohr coulomb

Les résultats de cette analyse sont présentés dans le tableau suivant :

		coordonnées		déplacement
		X	Y	U(t)(10^3)
terrain sable mou	Clé	0	15,7	1,89
	Rein	5,7	10	2,76
	Appui	0	4,3	3,36

Tableau IV.3 déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant sable mou (loi de mohr coulomb).

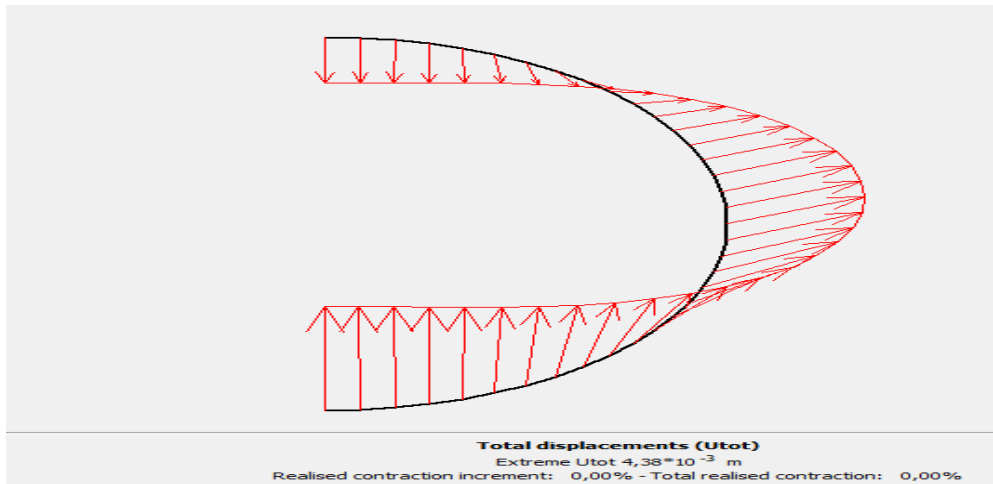


Figure IV.3 : diagramme des déplacements du tunnel dans un terrain encaissant sable mou (loi de mohr coulomb).

- On constate que les déplacements totaux sont supérieurs au niveau d'appui et normal au niveau du rein et de la clé

Conclusion :

D'après les tableaux : 1,2 et 3

- les déplacements totaux au niveau d'appui sont relativement supérieurs par rapport aux déplacements à la clé et au rein cela est dû à la rigidité relative sol-structure.

1.4 Analyse de plaxis du terrain sable mou par loi de harding soil model

Les résultats de cette analyse sont présentés dans le tableau suivant :

		coordonnées		Déplacement totaux
		X	Y	U(t)(10 ³)
terrain sable mou	Clé	0	15,7	3,22
	Rein	5,7	10,7	3,95
	Appui	0	4,3	3,20

Tableau IV.4 déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant sable mou (loi de harding soil model).

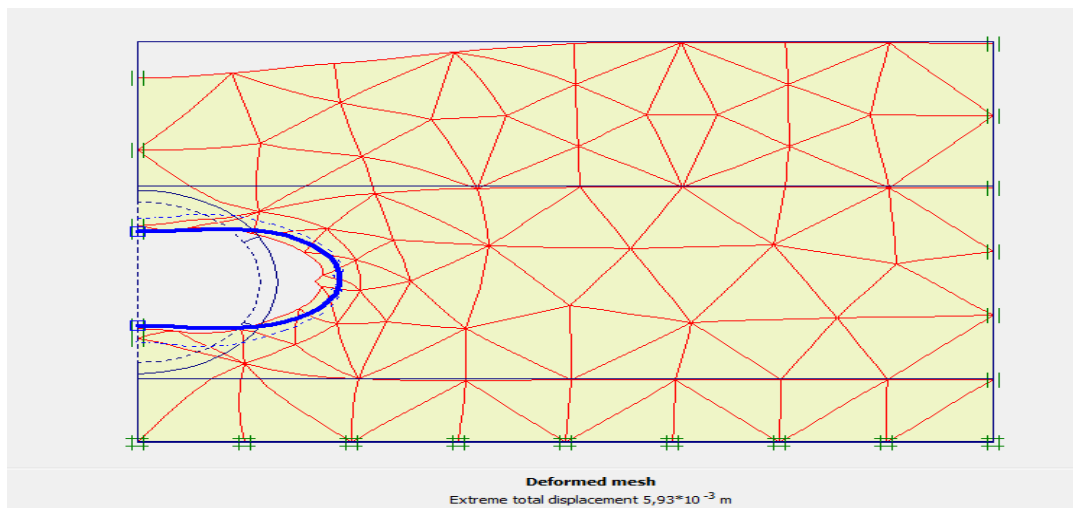


Figure IV.4 : diagramme des déplacements du tunnel dans un terrain encaissant sable mou (loi de harding soil model).

- On observe que la plus grande déformation est observée au niveau du rein du tunnel par rapport à la clé et à l'appui, cela correspond d'une part à la réalité car la loi harding soil model est plus réaliste que celle de mohr coulomb, étant donnée les paramètres avancés de la loi harding soil model par à la loi mohr coulomb et d'autre part cela est du à la rigidité relativement moindre que dans le cas d'un sable dense ce qui a favorisé l'augmentation des déplacements au niveau du rein et leur réduction au niveau des autres sections.

1.5 Analyse de plaxis du terrain argile raide par la loi de mohr coulomb

Les résultats de l'analyse de terrain calculés avec la loi de mohr coulomb sont présentés dans le tableau suivant :

Terrain		coordonnés		déplacement
		X	Y	U (t) (10^{-3})
Argile raide	Clé	0	15,700	7.058
	Rein	5.7	10	14.90
	appuis	0	4,3	16.79

Tableau VI.5 : déplacement totaux du tunnel dans le terrain encaissant argile raide (la loi de mohr coulomb).

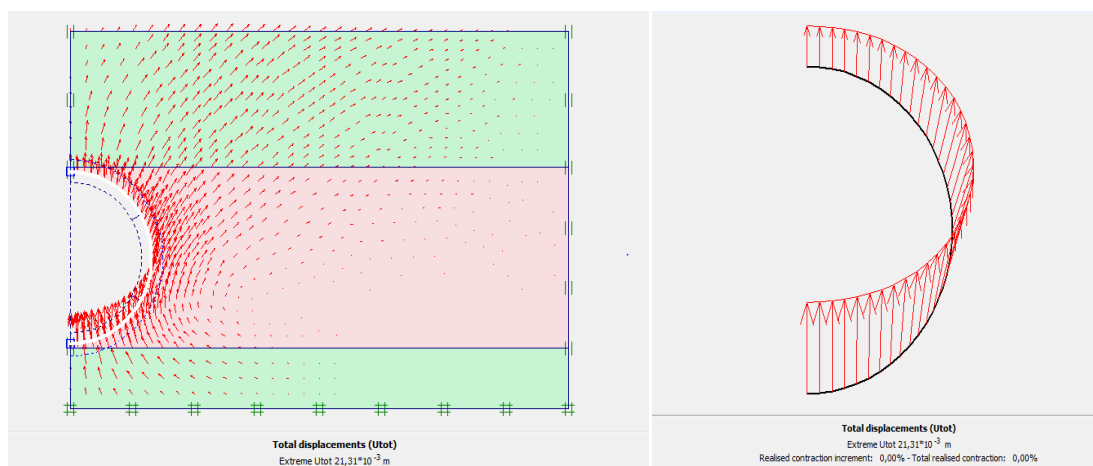


Figure VI.5 : diagramme des déplacements du tunnel dans le terrain encaissant Argile raide (la loi de mohr coulomb).

- On remarque que les déplacements totaux sont maximaux au niveau d'appuis

1.6 Analyse de plaxis du terrain argile raide par la loi de soft soil model

Les résultats de l'analyse de terrain calculés avec la loi de soft soil model est présenté dans le tableau suivant :

Terrain		coordonnés		déplacement
		X	Y	U (t) (10^{-3})
Argile raide	Clé	0	15,700	5,94
	Rein	5,7	10	7,12
	appuis	0	4,3	11,56

Tableau VI .6 déplacement totaux du tunnel dans le terrain encaissant argile raide (la loi de soft soil model).

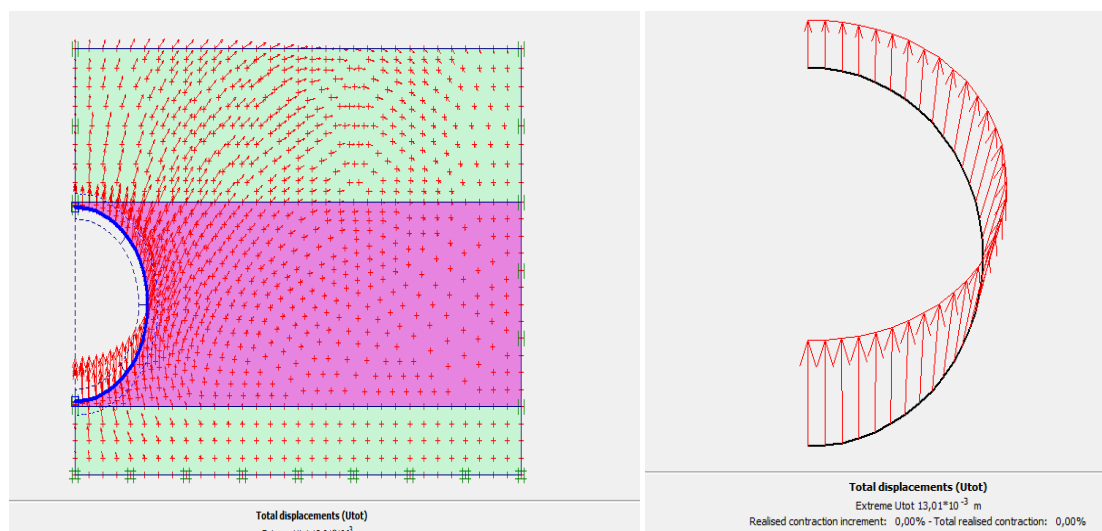


Figure VI.6 diagramme des déplacements du tunnel dans un terrain encaissant Argile raide (la loi de soft soil model).

- On remarque que les déplacements totaux sont maximaux au niveau d'appui.

1.7 Analyse de plaxis du terrain argile molle par la loi de mohr coulomb

Les résultats de l'analyse de terrain calculés avec la loi de mohr coulomb est présenté dans le tableau suivant :

Terrain		coordonnés		déplacement
		X	Y	U (t) (10^{-3})
Argile molle	Clé	0	15,700	5,31
	Rein	5,7	10	7,69
	appuis	0	4,3	11,93

Tableau VI.7 déplacement totaux du tunnel dans le terrain encaissant argile molle (la loi de mohr coulomb).

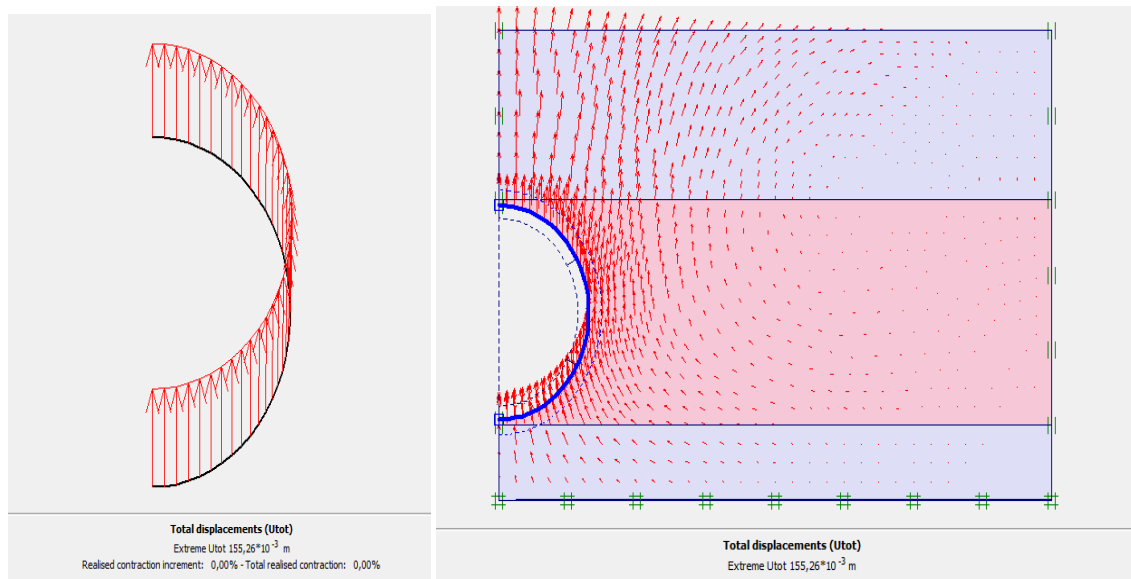


Figure VI.7 : diagramme des déplacements du tunnel dans le terrain encaissant Argile molle (la loi de mohr coulomb).

- On remarque que les déplacements totaux sont maximaux au niveau d'appui.

1.8 Analyse de plaxis du terrain argile molle par la loi de Soft Soil Model

Les résultats de l'analyse de terrain calculés avec la loi de soft soil model est présenté dans le tableau suivant :

Terrain		coordonnés		déplacement
		X	Y	U (t) (10^{-3})
Argile raide	Clé	0	15,700	5,36
	Rein	5,7	10	8,93
	appuis	0	4,3	11,93

Tableau VI.8 : -déplacement totaux du tunnel dans le terrain encaissant argile molle (la loi de soft soil model).

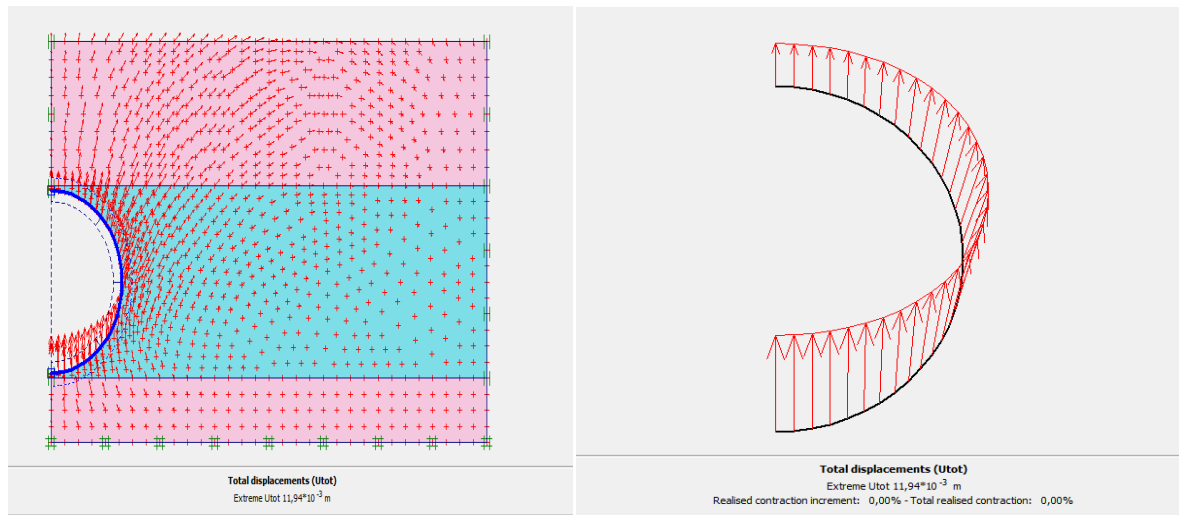


Figure IV.8 diagramme des déplacements du tunnel dans un terrain encaissant Argile molle (la loi de soft soil model).

Conclusion :

On trouve les déplacements totaux prendre une valeur supérieure au niveau de la base du tunnel dans les deux types d'argile (raide ou molle) et pour les deux lois de comportements (the soft soil ou mohr coulomb), Et cela est du à la rigidité relative sol- structure.

2. Etude comparative sur l'influence des lois de comportements et la nature du sol encaissant sur le comportement du tunnel :

2.1 Comparaisons des déplacements totaux entre les lois de comportements

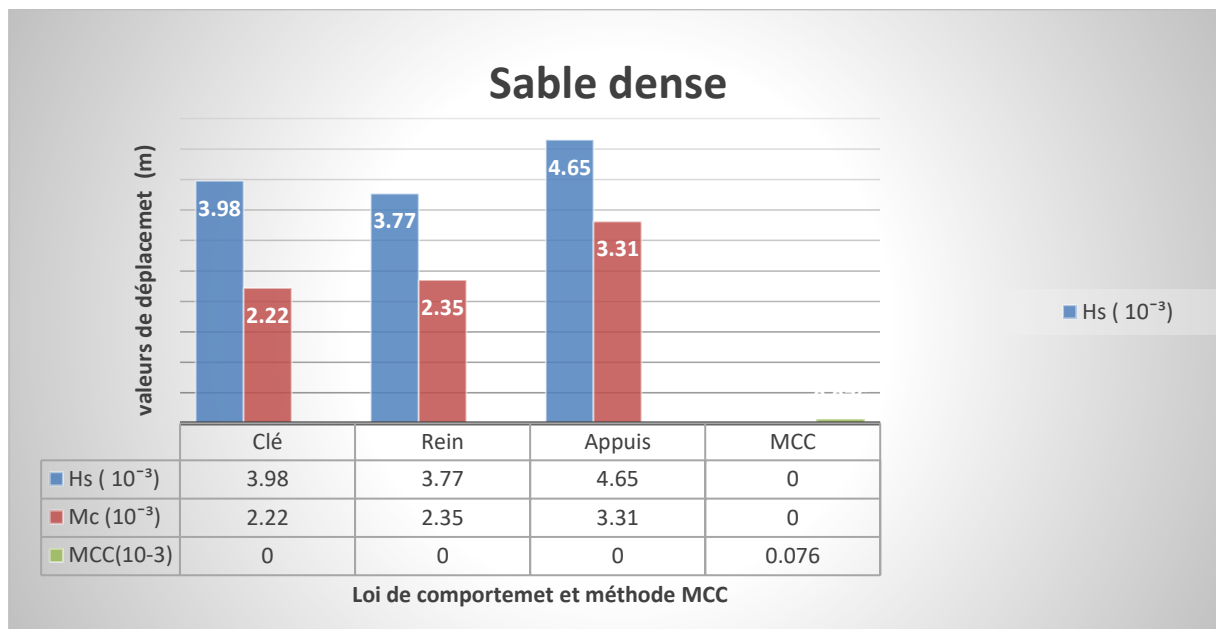
- Cas d'un sable dense

	1-HS (10^{-3})	MC (10^{-3})	MCC(10^{-3})	comparaison en (%) hs - mc	hs -mcc (%)	mc- mcc(%)
clé	3,98	2,22	7,6	44,22	97	96,57
rein	3,77	2,35	7,6	37,66	97,98	96,76
appui	4,65	3,31	7,6	28,81	98,36	97,7

Tableau VI.9 : comparaison en pourcentage entre les lois de comportement et mcc (cas d'un sable dense).

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

D'après le tableau les déplacements totaux calculés par la méthode de convergence – confinement (mcc) sont très faible par rapport aux déplacements totaux trouvés par la méthode de (M E F) harding soil model et mohr coulomb



Histogramme IV.1 : comparaison des lois de comportements et méthodes MCC pour le sable dense.

D'après L'Histogramme les déplacements totaux calculés par la méthode MEF avec la loi de comportement harding soil model sont plus fort que les déplacements totaux calculés avec la méthode de convergence confinement.

Commentaire :

Cela est du vraisemblablement a la puissance a des lois de comportement (harding soil model et mohr coulomb) associées méthode de calcul numérique basée sur la MEF (logiciel PLAXIS) par rapport à la MCC qui une méthode graphoanalytique beaucoup moins puissante et semi empirique qui peut être appliqué pour le pré dimensionnement des tunnels circulaire dans un sol homogène

En outre, la loi de comportement harding soil model donne des résultats plus proche de la réalité par rapport à la loi de comportement mohr coulomb ,en effet, la loi de harding soil model considère des paramètres plus avancées par rapport a la loi de mohr coulomb « chapitre III »

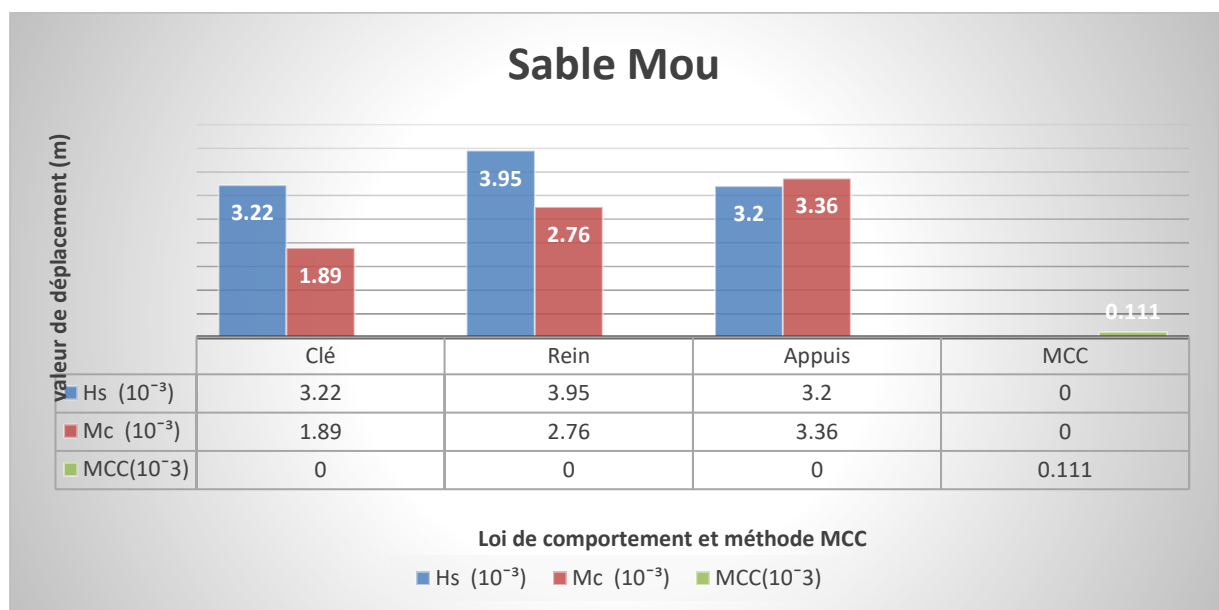
Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

Cas d'un sable mou

	1-HS (10^{-3}) ³⁾	MC (10^{-3}) ³⁾	MCC(10^{-3}) ³⁾	comparaison en (%) hs - mc	hs -mcc (%)	mc-mcc(%)
clé	3,22	1,89	0,11	41,30	96,58	94,17
rein	3,95	2,76	0,11	30,12	97,21	96,01
appui	3,20	3,36	0,11	-5	96,56	96,72

Tableau VI.10 : comparaison en pourcentage entre les lois de comportement et mcc (cas d'un sable mou).

D'après le tableau les déplacements totaux trouvés par la méthode de convergence – confinement sont très faibles par rapport aux déplacements totaux trouvés par la méthode de (M E F) .



Histogramme IV.2 : comparaison des lois de comportements et méthodes MCC pour le sable Mou.

- On remarque que les déplacements totaux trouvés par la méthode MEF sont nettement plus importants que les déplacements obtenues par la méthode MCC. dans ce cas la MCC sous estime les déplacements par rapport au méthode plus sophistiqués mohr coulomb et harding soil model associés à la MEF.

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

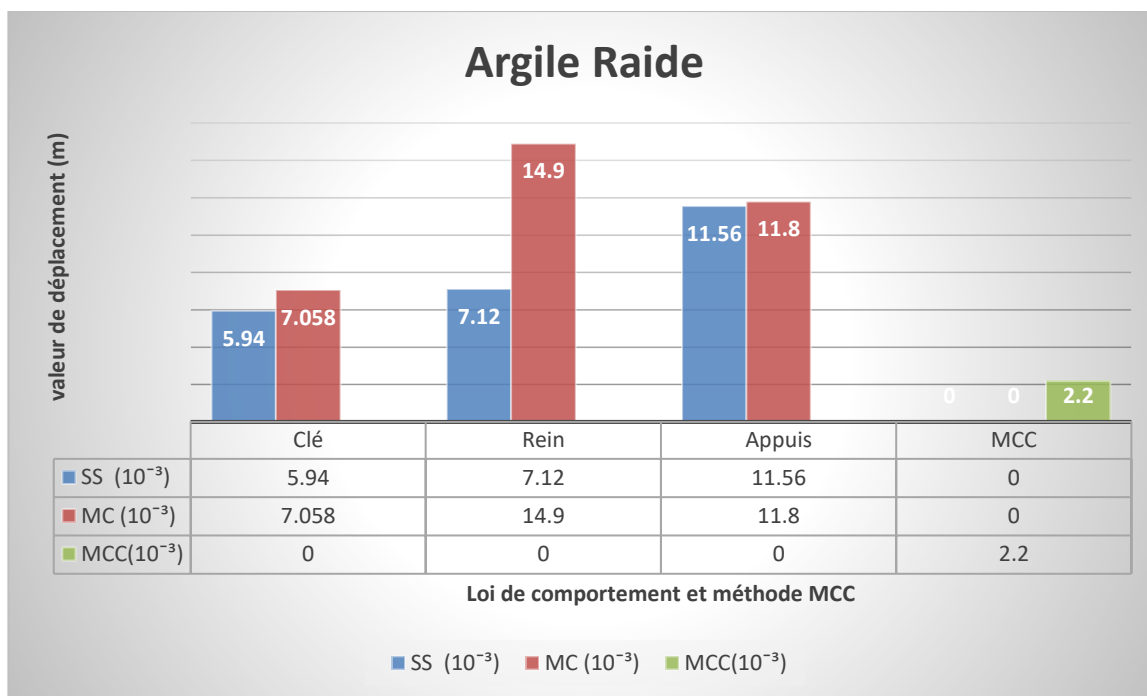
- Toutefois, les déplacements totaux trouvés par la loi de Harding soil model au niveau du rein sont supérieurs par rapport à la clé et la base.
- Alors que les déplacements totaux trouvées par la loi de mohr coulomb augmentent progressivement au niveau de la clé vers le rein, jusqu'à la base du tunnel tel qu'il être maximale.
- $U(t)$ trouvées par harding soil model sont plus importantes que les valeurs trouvées par mohr coulomb au niveau de la clé et du rein, par contre au niveau d'appui c'est le contraire.
- **Cas d'une argile raide**

	-Mc (10^{-3})	Ss(10^{-3})	MCC(10^{-3})	comparaison en (%) -mc-Ss	Mc-mcc (%)	Ss-mcc(%)
clé	7,058	5,94	2,2	15,84	68,82	62,96
rein	14,9	7,12	2,2	52,21	85,23	69,10
appui	16,79	11,56	2,2	31,14	86,89	80,96

Tableau VI.11 : comparaison en pourcentage entre les lois de comportement et mcc (cas d'un argile raide) .

D'après le tableau les déplacement totaux trouvées par la méthode de convergence – confinement (mcc) sont faible par rapport au déplacements totaux trouvées par la méthode de M E F (soft soil model et mohr coulomb) plus réalistes, donc il y a une sous estimation des déplacement par la MCC.

- On remarque que $U(t)$ trouvées par la loi de soft soil model sont inférieures aux déplacements obtenant par la loi de mohr coulomb. en fait, la loi de soft soil model est plus puissante que la loi de mohr coulomb, vu les paramètres plus avancés de cette loi.
- Toutefois, la considération de la loi de mohr coulomb donc sécuritaire car ces valeurs de déplacements sont supérieurs à celle de la loi soft soil model



Histogramme IV.3 : comparaison des lois de comportement et méthode MCC pour l'argile raide.

- On trouve que $U(t)$ obtenues par les méthodes de MEF (soft soil model et mohr coulomb) sont en augmentation a partir de la clé puis le rein jusqu' au point qu' ils arrivent a une valeur maximale au niveau de la base du tunnel .

Commentaire :

Pour l'argile raide la loi La plus puissante et donne des résultats des déplacements proche de la réalité c'est la loi de soft soil model

- Cas d'argile molle**

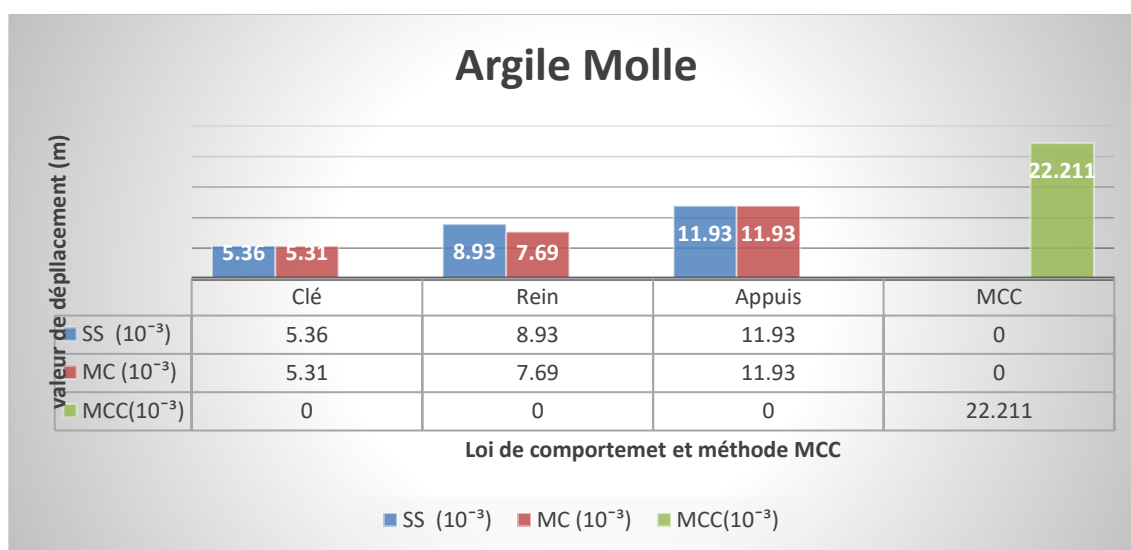
	-Mc (10 ⁻³)	Ss(10 ⁻³)	MCC(10 ⁻³)	comparaison en (%) -Ss-Mc	Mcc-mc (%)	-mcc-Ss(%)
clé	5,31	5,36	22,11	0,93	76,09	75,86
rein	7,69	8,93	22,11	13,88	65,37	59,79
appui	11,93	11,93	22,11	0	46,28	46,28

Tableau VI.12 : comparaison en pourcentage entre les lois de comportement et MCC(cas d'argile molle).

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

D'après le tableau les déplacements totaux trouvés par la méthode de convergence – confinement sont plus forts par rapport aux déplacements totaux trouvés par la méthode des éléments fini (M E F) .Pour les même raisons que celles cités plus haut et aussi que la MCC tend vers un comportement du sol plutôt élastique

- On remarque que $U(t)$ trouvées par la loi de soft soil model sont légèrement supérieures aux déplacements obtenues par la loi de mohr coulomb au niveau de la clé et du rein et sont égaux au niveau de l'appui.



Histogramme IV.4 : comparaison des lois de comportement et méthode MCC pour l'argile molle.

- $U(t)$ trouvées par la loi de soft soil model augmentent au niveau de l'appui par rapport à la clé et du rein, et la même chose pour la loi de mohr coulomb.

Commentaire:

La Mcc dans le cas d'argile molle donne des déplacements assez grand par rapport aux autres méthodes (mohr coulomb et soft soil model) vu la pauvreté du modèle de sol employé par cette méthode qui demeure une bonne méthode pour un pré dimensionnement

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

2.2 Comparaisons des déplacements totaux concernant la nature du terrain encaissant

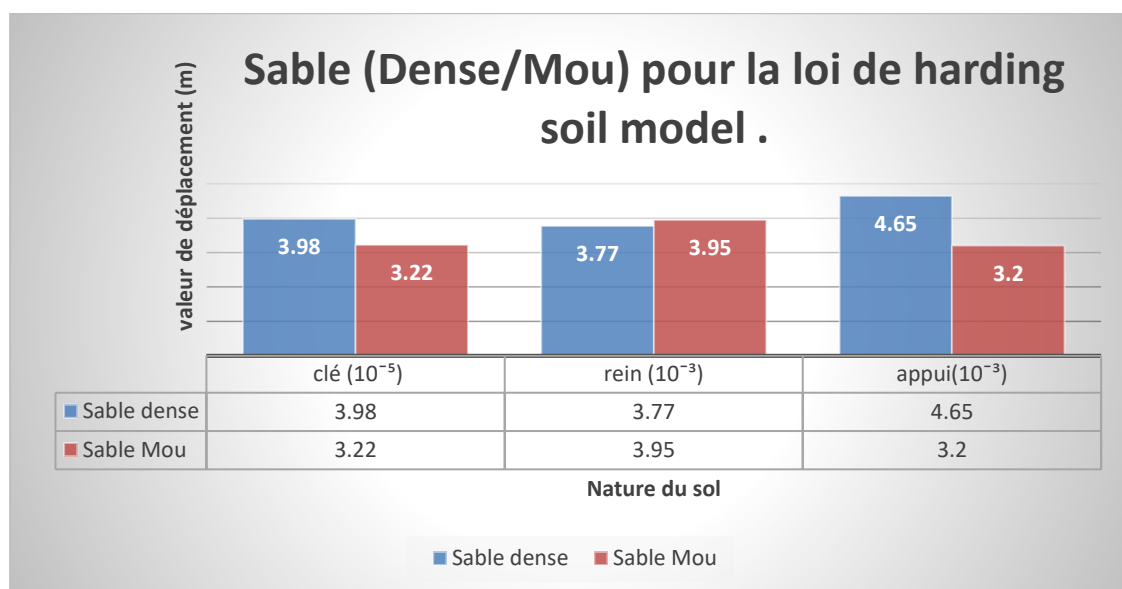
Sable dense /sable mou

Ce tableau présente le taux de différences des déplacements trouvées avec la loi de harding soil model (HSM) :

	clé (10^{-3})	rein (10^{-3})	appui(10^{-3})
Sable dense	3,98	3,77	4,65
Sable Mou	3,22	3,95	3,2
Taux de diff : S-dense- S mou(%)	19,9	-4,7	31,18

Tableau VI.13 : comparaison des déplacements entre le sable mou et le sable dense.

D'après le tableau les déplacements totaux aux niveaux de la clé et l'appui trouvées dans le cas d'un sable dense sont supérieures que les dans le cas d'un sable mou, par contre c'est le contraire au niveau du rein ; $U(t)$ sont légèrement supérieurs pour le sable mou. On peut alors conclure que le comportement du complexe tunnel-sol encaissant est plutôt rigide dans le cas d'un sable dense, par contre pour un sable mou le comportement du système sol-structure est flexible.



Histogramme IV.5 : comparaison entre le sable mou et le sable dense pour les lois de harding soil model.

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

Commentaire :

On choisie la loi de harding soil model pour faire cette comparaison des résultats par ce quelle est la plus puissante et plus proche d la réalité (paramètres plus avancés)

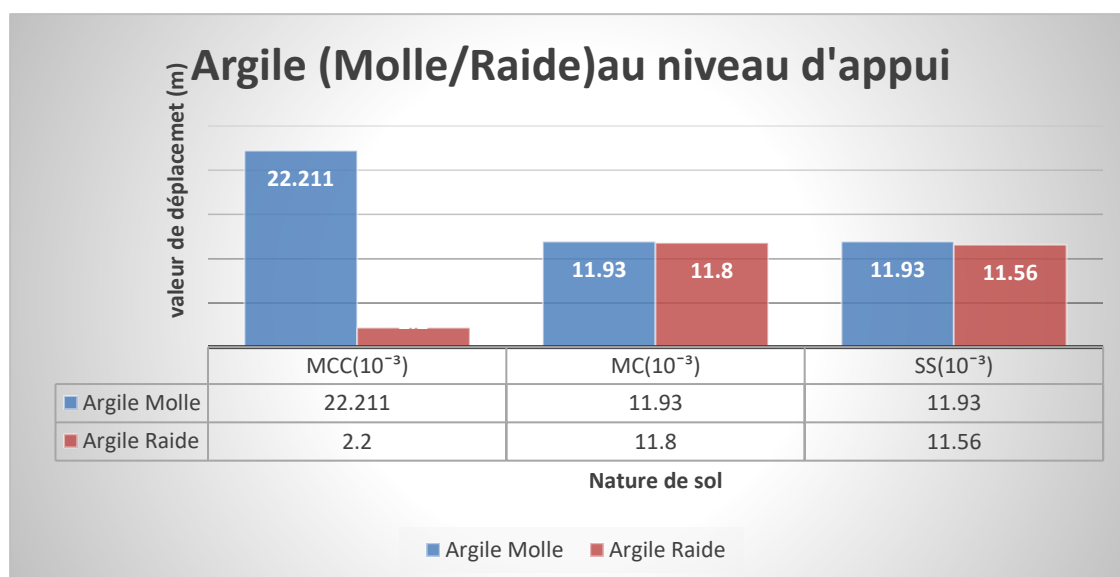
Argile raide/ argile molle au niveau de l'appui

	MCC(10^{-5})	MC(10^{-3})	Ss(10^{-3})
Argile molle	22,21	11,93	11 ,93
Argile raide	2,1	16,79	11,56
Argile molle /raide %	90,99	28,94	3,1

Tableau VI.14 : comparaison des déplacements entre l'argile raide et l'argile molle.

D'après Le tableau

- Pour la méthode de MCC :les déplacements trouvées dans le cas d'argile molle sont plus forts que les dans le cas d'argile raide
- Pour la loi de mohr coulomb : les déplacements dans l'argile raide sont supérieurs par rapport à l'argile molle.
- Pour la loi the soft soil model : les déplacements sont presque égaux pour les deux types d'argile.



Histogramme IV.6: comparaison entre l'argile raide et l'argile molle pour les lois de comportements et méthodes MCC.

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

Commentaire :

- La loi de convergence confinement donne des résultats de déplacement plus grand dans le cas d'argile molle car son le module d'élasticité E est inférieur à celui de l'argile raide.
- Les résultats à se qui en prendre en compte sont ceux calculé par la loi de soft soil model
- Les déplacements sont maximaux au niveau de l'appui pour le cas de terrain argileux par rapport à la clé et le rein.

2.3 Comparaison des déplacements entre l'argile molle et le sable mou pour les résultats de la loi mohr coulomb

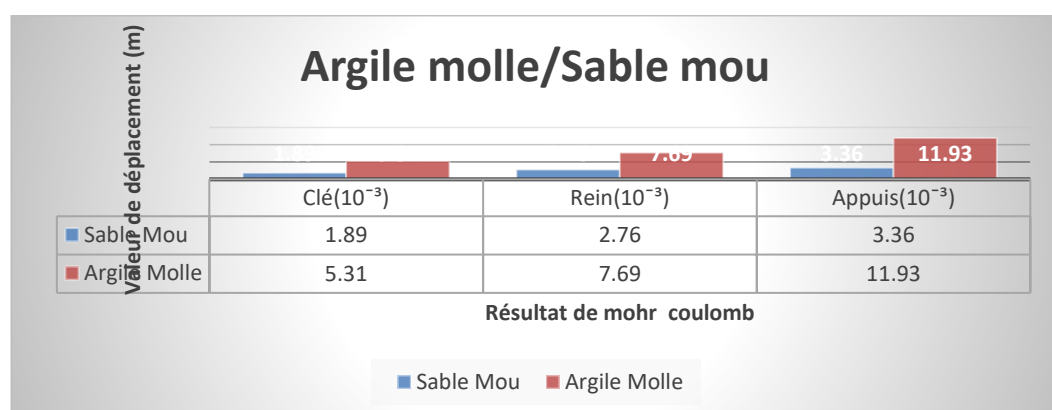
- **Argile molle /sable mou**

Ce tableau présente les résultats trouvés par la loi de mohr coulomb:

	Clé(10^{-3})	Rein(10^{-3})	Appuis(10^{-3})
Sable Mou	1,89	2,76	3,36
Argile Molle	5,31	7,69	11,93
arg Molle/sab mou	64,4	64,1	71,83

Tableau VI.15 : comparaison des déplacements entre le sable mou et l'argile molle.

D'après le tableau on remarque que dans le cas d'argile molle les déplacements de mohr coulomb sont plus forts que les dans le cas de sable mou au niveau du (clé, rein, appuis) car le sable mou est plus rigide que l'argile molle



Histogramme IV.7 : comparaison entre l'argile molle et le sable mou pour la loi de mohr coulomb.

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

Commentaire:

- On choisie la loi de mohr coulomb pour comparer entre sable /argile car cette loi est valable pour les deux types de sol.

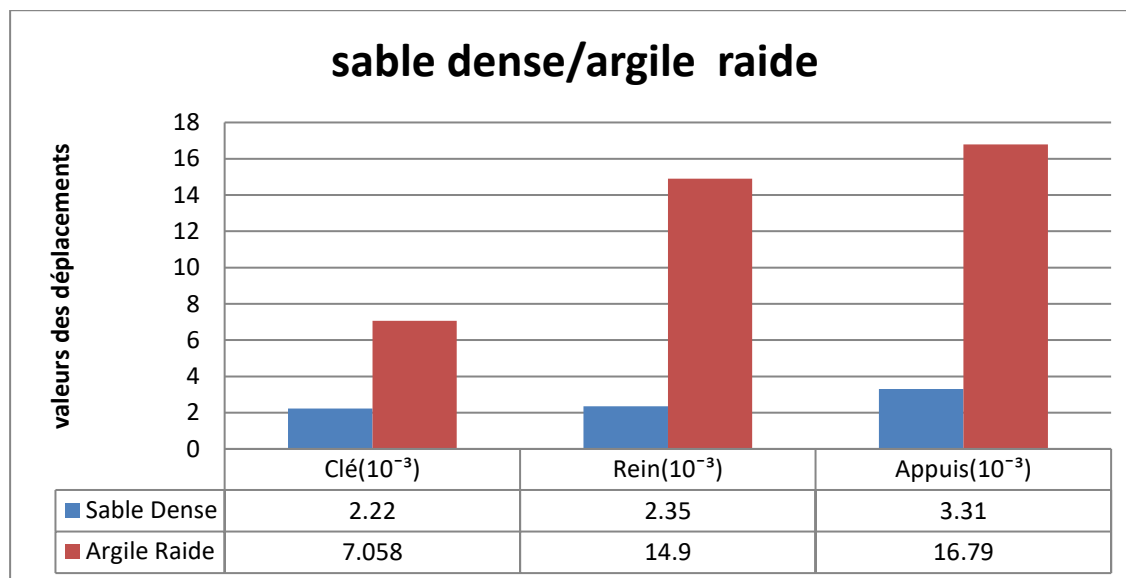
2.4 Comparaison des déplacements entre l'argile raide et le sable dense pour les résultats de la loi mohr coulomb

Ce tableau présente les résultats trouvés par la loi de mohr coulomb :

	Clé (10^{-3})	Rein (10^{-3})	Appuis (10^{-3})
Sable Dense	2,22	2,35	3,31
Argile Raide	7,058	14,9	16,79
Arg raide/Sb dense %	68,54	84,22	80,28

Tableau VI.16 : comparaison des déplacements entre le sable dense et l'argile raide.

D' après le tableau on observe que les déplacements $U(t)$ dans le cas argile raide sont plus forts que les déplacements dans le cas de sable dense aux niveaux de (clé, rein, appui)



Histogramme IV.8 : comparaison entre l'argile raide et le sable dense pour la loi de mohr coulomb.

Commentaire :

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

On trouve des valeurs des déplacements importantes dans le cas d'argile raide par rapport à le sable dense car l'argile est un sol moins rigide et moins résistant que le sable.

3. Etude paramétrique sur le comportement du tunnel dans différents terrains encaissants avec l'effet de la charge :

Dans cette analyse on prend les résultats des déplacements totaux trouvés par la loi de comportement mohr coulomb.

3.1 Cas d'un terrain encaissant sable dense.

Les résultats de cette analyse sont présentés dans le tableau suivant :

		coordonnés		déplacements
		X	Y	U(t)(10 ⁻³)
terrain sable dense	Clé	0	15,7	6,04
	Rein	5,7	10	3,92
	App	0	4,3	2,36

Tableau IV.17 déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant sable dense avec charge.

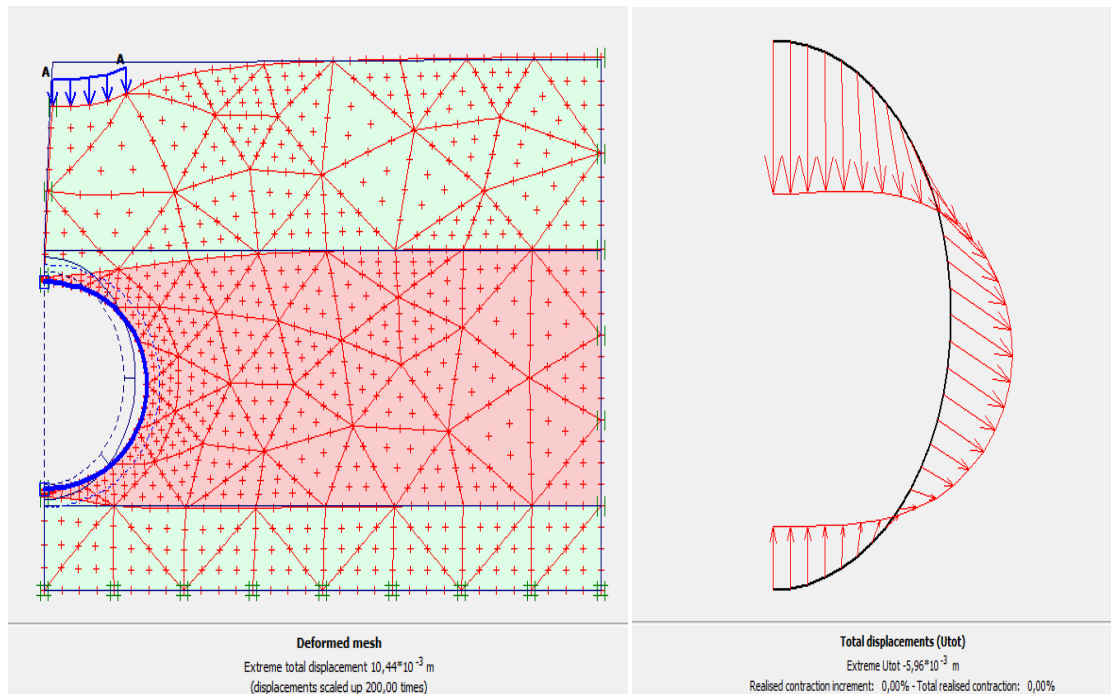


Figure IV.9 : diagramme des déplacements du tunnel avec l'influence de la charge dans le terrain encaissant sable dense.

3.2 Cas d'un terrain encaissant sable mou

Les résultats de cette l'analyse sont présentés dans le tableau suivant :

		coordonnés		Déplacement
		X	Y	U(t)(10 ⁻³)
terrain sable mou	Clé	0	15,7	8,56
	Rein	5,7	10	5,50
	App	0	4,3	2,68

Tableau IV.18 déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant sable mou.

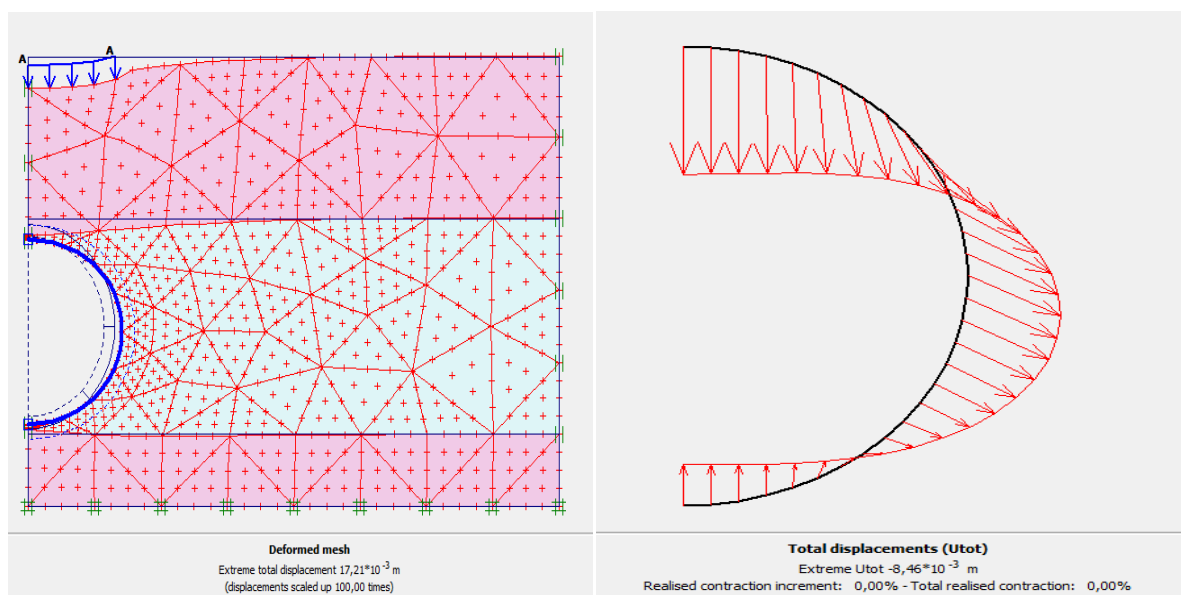


Figure IV.10 : diagramme des déplacements du tunnel avec l'influence d'une charge dans le terrain encaissant sable mou

Tableau comparative :

	U(t) (10^3)	taux de différence
Sable dense	6,04	29,43 %
Sable mou	8,56	

Tableau IV.19 comparaison en pourcentage des déplacements totaux dans terrain sable dense et le sable mou dans le cas de chargement

Commentaire:

- On remarque que les déplacements totaux au niveau de la clé sont supérieurs par rapport au rein et l'appui pour les deux types de sables (dense et mou).
- D'après le tableau comparatif (**Tableau19**) la le taux de différence concernant les déplacements totaux au niveau de la clé est significatif de l'ordre de 30% supérieur dans le sable lâche que dans le sable dense, il est préférable de consolider le sable lâche pour diminuer les déplacements autour du tunnel.

3.3 Cas d'un terrain encaissant Argile raide

Les résultats de l'analyse de mohr coulomb sont présentés dans le tableau suivant :

		coordonnés		Déplacement
		X	Y	U(t)(10^3)
Terrain argile raide	Clé	0	15,7	28,96
	Rein	5,7	10	13,64
	App	0	4,3	5,28

Tableau IV.20 déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant argile raide avec charge.

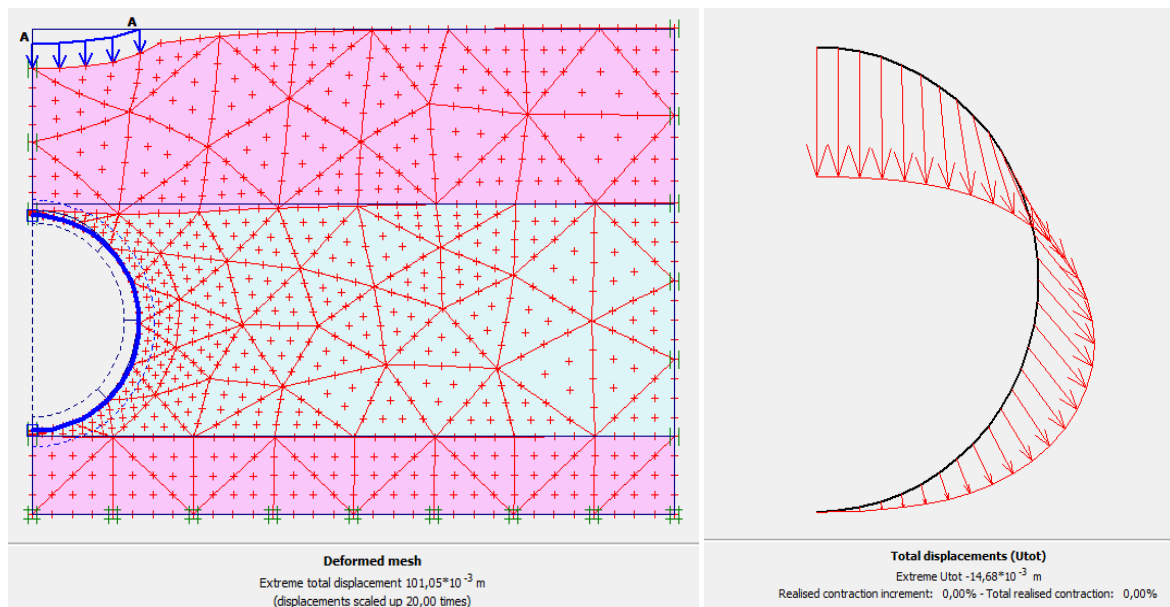


Figure IV.11 : diagramme des déplacements du tunnel avec l'influence de la charge dans le terrain encaissant argile raide

3.4 Cas d'un terrain encaissant argile molle

Les résultats de l'analyse sont présentés dans le tableau suivant :

		Coordonnées		déplacement
		X	Y	U(t)(10 ³)
terrain argile molle	Clé	0	15,7	520,10
	Rein	5,7	10	282,92
	App	0	4,3	93,70

Tableau IV.21 déplacements totaux du tunnel dans le terrain encaissant argile molle avec charge.

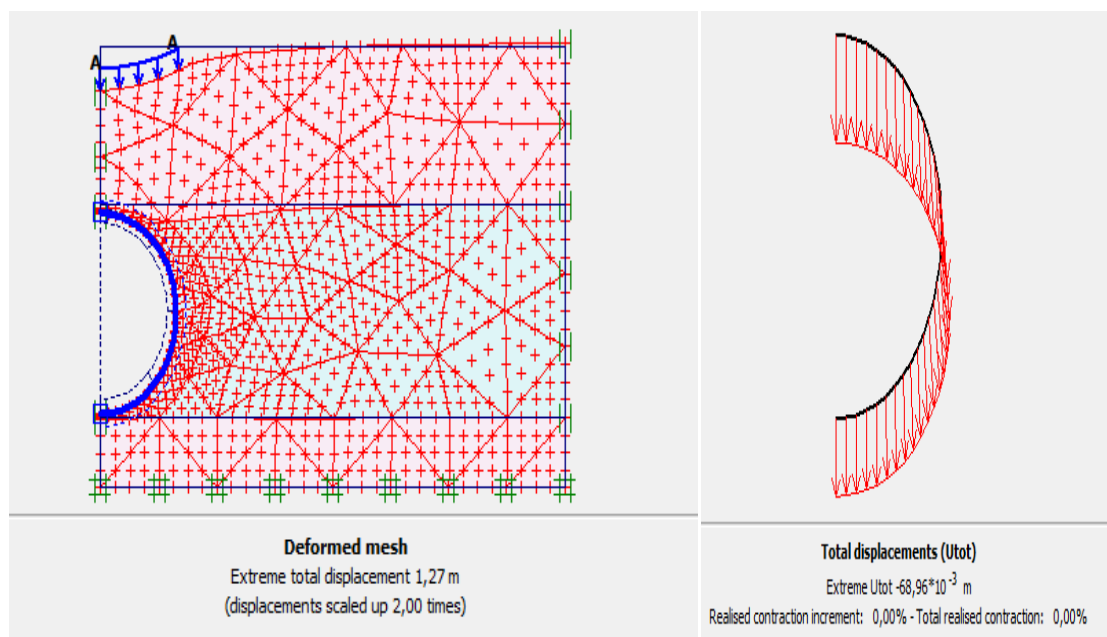


Figure IV.12 : diagramme des déplacements du tunnel avec l'influence d'une charge dans un terrain encaissant argile molle

Tableau comparative

	$U(t)(10^{-3})$	taux de différence
Argile molle	520,10	94,47%
Argile raide	28,26	

Tableau IV.22 comparaison en pourcentage des déplacements totaux dans terrain argile raide et argile molle dans le cas de chargement .

Commentaire

- Les charges ont tendance à solliciter la clé plus que le rein et l'appui.
- Le tableau comparatif (**Tableau 22**) montre que le taux de différence est très significatif entre les deux types de sol considérés ou les déplacements dans l'argile molle sont très grands par rapport à ceux de l'argile raide.
- Donc, il est conseillé de sur-consolidé l'argile molle pour parer à tout désordre dans le sol encaissant autour du tunnel qui pourrait affecter les constructions qui se trouvent à la surface du terrain naturel

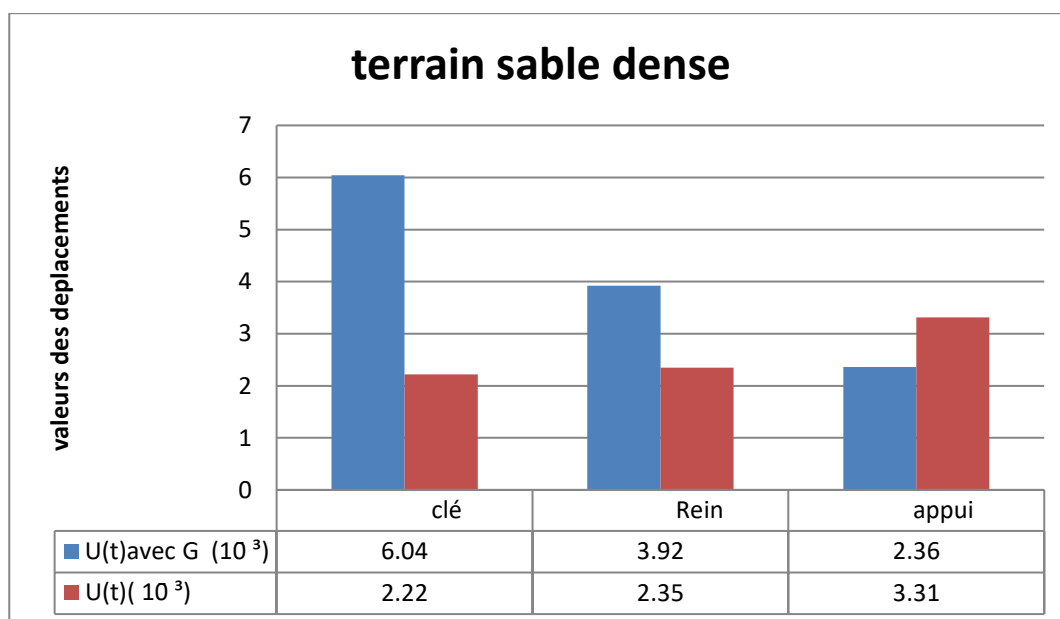
4. Etude comparative sur l'influence de la charge sur le tunnel dans différentes types du sol :

4.1 Comparaison entre les déplacements totaux en cas du terrain encaissant sable dense avec et son chargement

Les résultats de cette analyse de mohr coulomb sont présentés dans le tableau suivant :

	clé	Rein	Appui
U(t)avec G (10^{-3})	6,04	3,92	2,36
U(t)(10^{-3})	2,22	2,35	3,31
Comparaison %	63,24	40,05	28,7

Tableau VI .23: comparaison en pourcentage entre les déplacements avec et son chargement (sable dense).



Histogramme IV.9: comparaison des déplacements avec et son chargement dans un terrain sable dense

- Dans le cas d'un chargement On Remarque que les déplacements totaux au niveau de la clé sont très grands par rapport au cas sans charges.
- On observe aussi pour ce cas, une diminution de ces déplacements de la clé jusqu'à l'appui

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

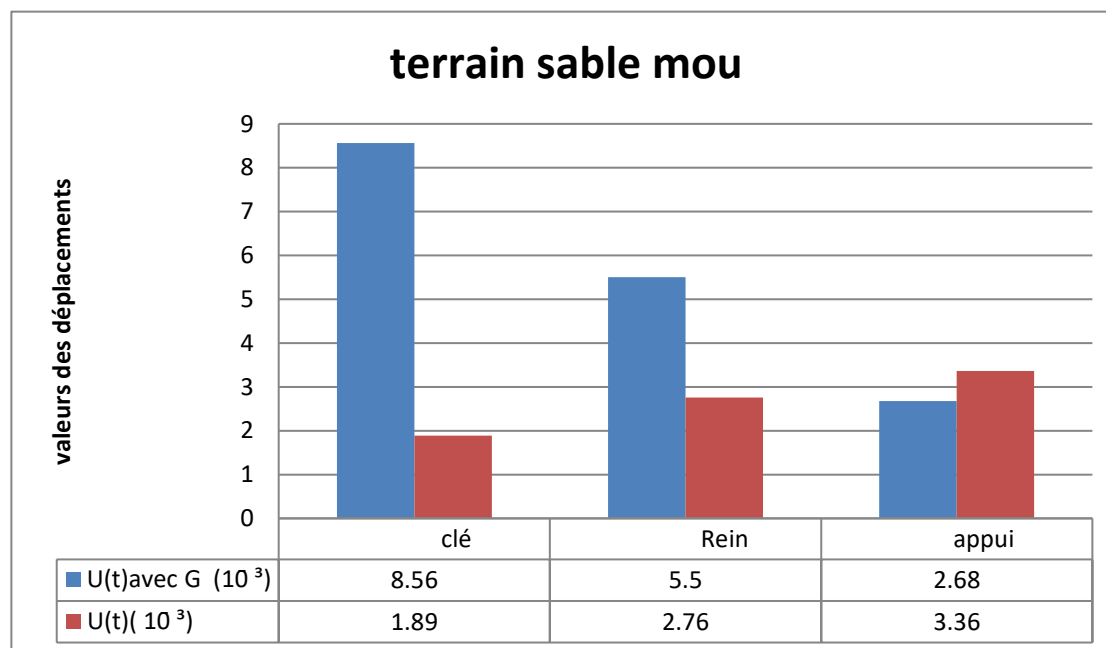
- Ceci s'explique, par le fait que la surcharge est plus proche de clé que les autres points du tunnel.
- Par contre, dans le cas sans surcharges les déplacements totaux sont supérieurs au niveau de l'appui par rapport à la clé
- Ceci s'explique, par le fait que la réaction d'appuis est plus proche de celui-ci que les autres points du tunnel.

4.2 Comparaison entre les déplacements totaux en cas du terrain encaissant sable mou avec et son chargement:

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

	clé	Rein	Appui
U(t)avec G (10^3)	8,56	5,50	2,68
U(t)(10^3)	1,89	2,76	3,36
Comparaison %	77,92	49,81	20,02

Tableau VI.24: comparaison en pourcentage entre les déplacements avec et son chargement (sable mou).



Histogramme IV.10: comparaison des déplacements avec et son chargement dans le terrain encaissant sable mou.

- La même remarque précédemment.

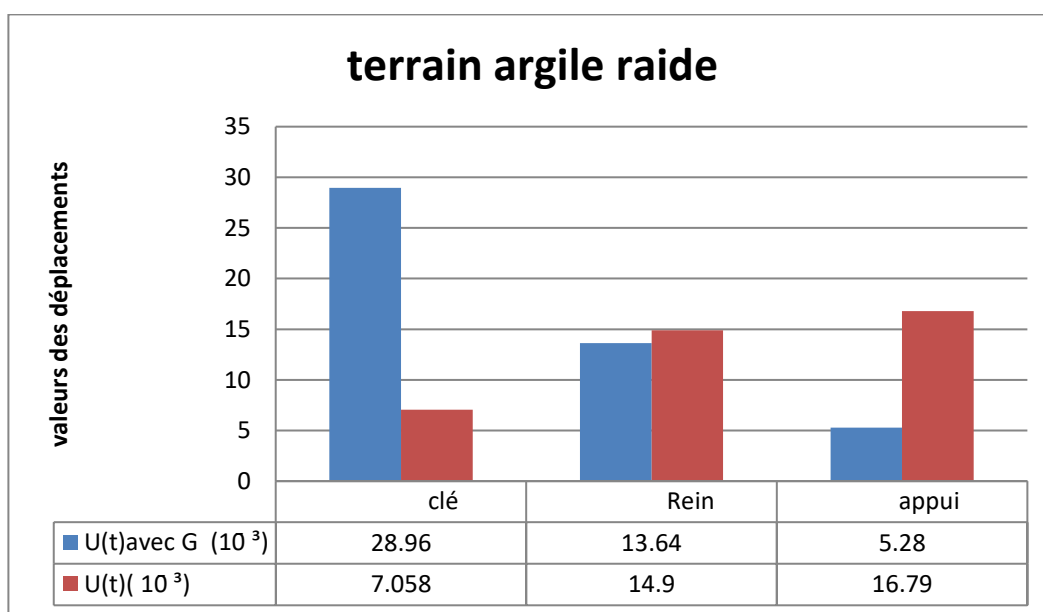
Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

4-3 comparaison entre les déplacements totaux en cas du terrain encaissant argile raide avec et son chargement :

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant.

	clé	Rein	Appui
U(t)avec G (10^{-3})	28,96	13,64	5,28
U(t)(10^{-3})	7,058	14,9	16,79
Comparaison %	75,62	8,45	68,55

Tableau VI.25: comparaison en pourcentage entre les déplacements avec et son chargement (argile raide).



Histogramme IV.11 : comparaison des déplacements avec et son chargement dans le terrain encaissant argile raide

- Dans le cas d'un chargement on constate un décroissement du déplacement de la clé à l'appui en passant par le rein
- Dans le cas de sans charge on observe une augmentation du déplacement de la clé à l'appui en passant par le rein

Chapitre IV étude numérique et analyse paramétrique du projet

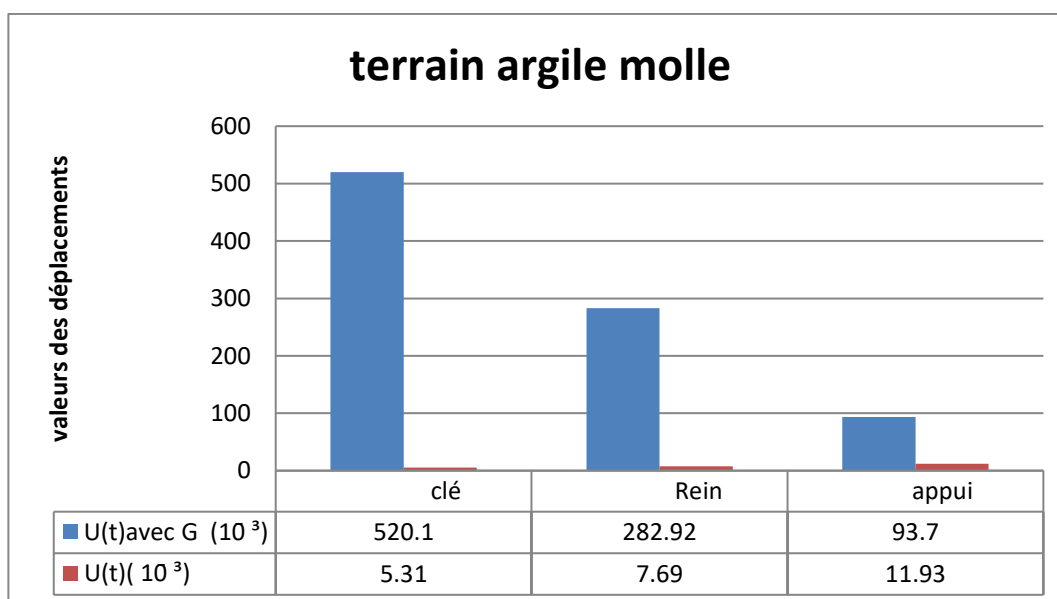
4-4 comparaison entre les déplacements totaux en cas du terrain encaissant argile molle avec et son chargement :

Les résultats de l'analyse de mohr coulomb sont présentés dans le tableau suivant :

	clé	Rein	Appui
U(t)avec G (10^3)	520,10	282,92	93,70
U(t)(10^3)	5,31	7,69	11,93
Comparaison %	98,97	97,28	87,26

Tableau VI.26 : comparaison en pourcentage entre les déplacements avec ou son chargement (argile molle) .

- D'après le tableau le taux de différence entre les déplacements totaux sans charge et avec charge est très grand pour toute la section du tunnel et aux niveaux des trois points la clé, le rein et la base.



Histogramme IV.12 : comparaison des déplacements avec et son chargement dans le terrain encaissant argile molle

- L'influence de la charge est remarquable et significative sur le comportement du tunnel alors que la nature du terrain argile molle explique cette différence et qu'il est un terrain flexible et moins résistant par rapport à l'argile raide.

conclusion générale

Conclusion générale

- Pour l'argile (Molle ou raide) la loi de comportement le plus adéquate est la loi de soft soil model et à un degré moindre la loi de mohr coulomb, car les paramètres utilisés dans cette loi sont plus avancées que celle de la loi de mohr coulomb
- Pour le sable (lâche ou dense) la loi de comportement Harding soil model est le plus adaptée et à un degré moindre la loi de mohr coulomb car les paramètres des sols considérés dans cette loi sont plus avancés que celle de la loi de mohr coulomb
- La méthode de convergence confinement qui est une méthode analytique qui devenue applicable dans le cas d'un pré-dimensionnement d'un tunnel circulaire ou dans le cadre d'un avant projet préliminaire d'étude d'un tunnel
- La Mcc dans le cas d'argile molle donne des déplacements assez grand par rapport aux autres méthodes (mohr coulomb et soft soil model) vu la pauvreté du modèle de sol employé par cette méthode qui demeure une bonne méthode pour un pré-dimensionnement
- La loi de convergence confinement donne des résultats de déplacement plus grand dans le cas d'argile molle car son le module d'élasticité E est inférieur à celui de l'argile raide, Pour les même raisons que celles cités plus haut et aussi que la MCC tend vers un comportement du sol plutôt élastique
- les déplacements totaux calculés par la méthode MEF avec la loi de comportement harding soil model sont plus fort que les déplacements totaux calculés avec la méthode de convergence confinement. Cela est du vraisemblablement a la puissance a des lois de comportement (harding soil model et mohr coulomb) associées méthode de calcul numérique basée sur la MEF (logiciel PLAXIS) par rapport à la MCC qui une méthode graphoanalytique beaucoup moins puissante et semi empirique qui peut être appliqué pour le pré dimensionnement des tunnels circulaire dans un sol homogène

- En outre, la loi de comportement harding soil model donne des résultats plus proches de la réalité par rapport à la loi de comportement mohr coulomb, en effet, la loi de harding soil model considère des paramètres plus avancées par rapport à la loi de mohr coulomb « chapitre III »
 - Dans le sable mou les déplacements totaux trouvées par la méthode MEF sont nettement plus importants que les déplacements obtenues par la méthode MCC. dans ce cas la mcc sous estime les déplacements par rapport à la méthode plus sophistiqués mohr coulomb et harding soil model associés à la MEF
 - Alors que les déplacements totaux trouvées par la loi de mohr coulomb augmentent progressivement au niveau de la clé vers le rein, jusqu'à la base du tunnel tel qu'il être maximale.
- le comportement du complexe tunnel-sol encaissant est plutôt rigide dans le cas d'un sable dense, par contre pour un sable mou le comportement du système sol-structure est flexible
 - On trouve des valeurs des déplacements importantes dans le cas d'argile raide par rapport à le sable dense car l'argile est un sol moins rigide et moins résistant que le sable.
 - On choisie la loi de mohr coulomb pour comparer entre sable /argile car cette loi est valable pour les deux types de sol.
 - dans le cas sans surcharges les déplacements totaux sont supérieurs au niveau de l'appui par rapport à la clé
Ceci s'explique, par le fait que la réaction d'appuis est plus proche de celui-ci que les autres points du tunnel.
 - Dans le cas d'un terrain avec une charge, les déplacements totaux au niveau de la clé sont supérieurs par rapport à le rein et l'appui pour les deux sables (dense et mou) et la même chose pour les deux types d'argile (raide et molle). Ceci s'explique, par le fait que la surcharge est plus proche de clé que les autres points du tunnel.
 - le taux de différence concernant les déplacements totaux au niveau de la clé est significatif de l'ordre de 30% supérieur dans le sable lâche que dans le sable dense, il

est préférable de consolider le sable lâche pour diminuer les déplacements autour du tunnel

- le taux de différence est très significatif entre les deux types de sol considérés ou les déplacements dans l'argile molle sont très grands par rapport à ceux de l'argile raide.

Donc, il est conseillé de sur-consolidé l'argile molle pour parer à tout désordre dans le sol encaissant autour du tunnel qui pourrait affecter les constructions qui se trouvent à la surface du terrain naturel

Recommandations

- Effet de surcharges sur le comportement du tunnel circulaire a différentes profondeurs.
- L'influence du modèle de la loi de comportement du sol dans le calcul d'un tunnel circulaire. En fait, il s'agit d'analyser ce comportement sur l'interaction sol-tunnel dans le cas de la présence d'une surcharge due à la présence d'un bâtiment en milieu urbain dont la distance de proximité peut être variable, ainsi que l'effet de la variation de la hauteur de couverture du terrain encaissant.
- Etude d'un tunnel en 3D en considèrent les paramètres étudiés en 2D
- Considération du comportement du tunnel pendant l'exécution et l'avancement des travaux.
- Considération l'effet de la présence d'une nappe phréatique

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

➤ **Livre**

1. Mbert J.F : « Analyse des structures par éléments finis », Edition SEPADUES, 1979.
2. Karoly széchy et J.Wilhem [traité de construction des tunnels], édition Duanod , 1970

➤ **Documents PDF**

1. Jean-Pierre Janin [Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (Renforcement du front de taille et voûte-parapluie)
2. Anne Bouvart – Lecoanet, G. Colomber, F.Esteule. Ouvrage souterrains conception-réalisation – entretien. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1988.
3. Pratique éclairée des éléments finis en Géotechnique 17-19 novembre 2004
4. René Waldmann (communication à l'Académie des sciences n Belles – lettres et Arts de Lyon « l'histoire des tunnels »).
5. Petite histoire des tunnels, par Geaorge Reverdy, paru dans le N° 26 de culture et techniques Génie Civil, Ministre de l'Equipement, du logements et des transports .
6. Représentation des projets de tunnel 2010 / tunnel de Violay - travaux principaux de Génie Civil ; décembre 2009.
7. Thèse de doctorat ; tunnels et milieu urbain : prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènement (renforcement du front de taille et voute – parapluie).
8. Zienkiewicz, O .C et taylor R.L, ' ' the finite element Method ' ', Mc grawhill, London 1991.
9. Marc panat (calcul des tunnels par la méthode convergence –confinement)

➤ **cour tunnel**

1. cour ouvrage souterraine de monsieur professeur A.Hacene Chaouach.
2. Material_Models_Manual_V8
3. TUNNELSFIN19703

- Mécanique des rochers et travaux souterrains cours et exercices corrigés/ centre d' » tude des tunnels François MARTIN adrien SAITTA Novembre 2005.

➤ **Mémoire Précédant :**

1. Etude de l'influence d'une Nappe Phréatique et de la Nature de Terrain Encaissant sur le Comportement d'un Tunnel 2016.
2. Evaluation des charges verticales d'un terrain encaissant rocheux et l'influence de la compressibilité du terrain sur le comportement d'un tunnel non circulaire superficiel 2017.

➤ **Webography :**

1. <http://www.planete-tp.com/les-tunnels-r-203.html>
2. <http://www.ouils-cetu.fr/didalctu/tunnel>.
3. <http://www.pbs.org/wgbh/buildingbig/tunnel/basics.html>
4. <http://en.wikipedia.org/wiki/Tunnel>
5. <http://wonderopolis.org/wonder/how-do-you-build-a-tunnel-underwater/>
6. <http://www.popsci.com/scitech/article/2002-02/how-are-underwater-tunnels-built>
7. <http://theconversation.com/explainer-how-to-build-a-tunnel-16982>
8. www.AFTES
9. www.PLAXIS.nl