

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierie

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

Étude du Rabattement d'une Nappe Phréatique sur le Comportement d'un tunnel circulaire

Présenté par : **BENDJEMIL SIHEM** –

Encadrant : **HACENE Chaouche Abdel Madjid** Pr. **Université Badji Mokhtar ANNABA**

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
BADREDDINE SBARTAI	Pr	Badji Mokhtar Annaba	Président
HACENE CHAOUCHE ABDELMADJID	Pr	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
ZEMOULI SAMIRA	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

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 professeur « **Abd el Madjid Hacene 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 Fellah faride** » 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.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury « docteur **ZEMOULI SAMIRA** », « **Professeur SBARTAI BADR EDDINE** », 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.

dedicace

Je dédie ce travail

A ma mère, pour son amour, ses

Encouragements et ses sacrifices

A mon père, pour son soutien, son affection

Et la confiance qu'il m'a accordée

A la mémoire de ma chère grand-mère

A tous les membres de ma famille

A tous mes amis

Sans oublier ma binôme **RANIA** : en souvenir de notre sincère et profonde
amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble, je vous
remercie

Enormément pour votre soutien et de beaux souvenirs qui ne seront pas oubliés.

Et tous ceux qui m'aiment....

Sihem Bendjemil



Dédicace



Tous les lettres no sauraient trouver les mots qu'il faut... tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect, la reconnaissance ... aussi, c'est tout simplement que je dédie ce modeste travail :

A mes cher et respectueux parents, ma mère **BOURINA** et mon père **WANESSE** : aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices bien que je ne vous en acquitterai jamais assez. Puisse dieu, le très haut, vous accorder santé, Bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous décrive.

A mes chers frères et adorables sœurs **ABD ESSLAM, WAHID, ILHAM, KARIMA, NADA** tendresse et reconnaissance, vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde.

A mes chers grands-parents maternels et paternelle.

A mes chers oncles, tantes, leurs épouses

A mes chers cousins et cousines : veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profonde et mon affection la plus sincère.

A mes amis de toujours : **NIHEL, SIHEM, KHOULOD, CHAIMA, MOUNA, KHAWLA, HIND, Djihane, ACHWAK, NAWAL, MOUFIDA**

Sans oublier ma binôme **SIHEM** : en souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble, je vous remercie

Enormément pour votre soutien et de beaux souvenirs qui ne seront pas oubliés.

A tous mes autres amies et tous que ceux j'amie et ceux qui m'aiment.

TOUMI RANIA

Plans de travail

Introduction générale7

Objectif de l'étude8

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur les tunnels

1/ Historique.....8

2/Définition d'un tunnel :.....9

3/Objectifs des tunnels :.....10

4/Avantages et inconvénients des tunnels :.....10

5/Raison pour choisir un tunnel :.....11

6/Les principaux objets d'étude dans le cadre du projet d'un ouvrage souterrain Peuvent être résumés comme ci-après :.....12

7/ Les raison d'aller en souterrain :.....12

7/1Des raisons d'occupation du sol et d'implantation :.....12

7/2Des raisons topographiques :.....13

7/3Des raisons sociales :.....13

7/4Des raisons Environnementales :.....14

8/ Catégories de tunnels :.....14

9/Etapes d'un projet de tunnel :.....15

10/Critère de choix de la méthode de creusement :.....15

11/ Méthodes de creusement :.....16

11.1/Méthode à pleine section :.....16

11.2/Méthode à demi-section :.....17

11.3/Méthode à sections divisées :.....18

12/ Techniques de creusement :.....18

12.1/Creusement mécanisé en terrains meubles :.....18

12.1. /1Différents types de boucliers :.....19

12.2/ Creusement mécanique ;19

12.2.1/Creusement en terrains rocheux :.....19

12.3/ Creusement à l'explosif.....	20
12.3.1/Principe d'action.....	20
12.4/Creusement par tunnelier.....	21
12.4.1/Définition.....	22
13/Le soutènement.....	22
13.1 /Système de soutènement provisoire.....	22
13.2 /Classification des soutènements.....	22
13.2.1/Soutènement métallique.....	22.
14/ ANALYSE DES ÉCOULEMENTS VERS LES TUNNELS.....	26
A/Introduction.....	26
B/Effets du creusement d'un tunnel en présence d'une nappe phréatique.....	26
1/L'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage - Caractéristique majeure.....	26
2/Problèmes liés à l'écoulement des eaux vers les tunnels.....	27

Chapitre 2 : Méthode de résolution

Introduction.....	29
1/Classification selon l'AFTES.....	29
1.1 Les quatre principales classes de soutènement.....	29
2/Classification selon Z.Bieniawski (1973-1983).....	30
3/Classification selon N. Barton.....	32
4/La méthode convergence-confinement.....	33
A/Hypothèses.....	34
B/Courbe de convergence.....	34
C/Courbe de confinement.....	37
5/ Méthode analytique (méthode des éléments finis)	38
Introduction.....	38
5.1 /Bref historique de MEF :.....	38
5.2/ Concept de base.....	38
5.3 /Principes de la méthode.....	39
5.4/ Application au calcul des ouvrages souterrains :.....	40
5.5/ Principes des codes de calcul PLAXIS :.....	40

Chapitre 3 : étude numérique et analyse paramétrique du projet

I /analyse analytique

Caractéristique du sol encaissant.....43

Caractéristique du tunnel :.....43

1/Pré-dimensionnement des sections de tunnel circulaire par la Méthode choisie de convergence confinement pour les quatre Types de sols :.....43

A/ sans nappe phréatique :.....43

a/1 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « **SABLEUX** » (Sable mou sable profonde)..
.....43

1.1 /Courbe caractéristique de terrain :.....43

1.2/Courbe caractéristique de soutènement.....45

a.2/ Cas d'une section de tunnel dans un terrain « **Sable mou argile profonde** »46

1.3 Courbe caractéristique de terrain :.....46

1.4 Courbe caractéristique de soutènement.....47

a.3/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « **argile molle sable profonde** »48

1.5/Courbe caractéristique de terrain :.....48

1.6/Courbe caractéristique de soutènement.....50

2/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argileux ».....51

2.1 Courbe caractéristique de terrain :.....51

2.2 Courbe caractéristique de soutènement.....52

B/ avec nappe phréatique :.....53

b.1/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « sable mou argile profonde >>avec NNP = 0 m.....53

1.1/Courbe caractéristique de terrain :.....53

1.2/Courbe caractéristique de soutènement.....55

b.2/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « sableux>>avec NNP=0m.....56

2.1/Courbe caractéristique de terrain :.....56

2.2 Courbe caractéristique de soutènement.....57

b.3/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argile molle sable profonde>>avec NNP=0m.....58

3.1/Courbe caractéristique de terrain :.....58

3.2/Courbe caractéristique de soutènement.....	60
b.4/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argileux>>avec NNP=0m.....	61
4.1/Courbe caractéristique de terrain :.....	61
4.2/Courbe caractéristique de soutènement.....	62
b.5/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argileux >>avec NNP=15m.....	63
5.1/Courbe caractéristique de terrain :.....	63
5.2/Courbe caractéristique de soutènement.....	65
b.6/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argile molle sable profonde >>avec NNP=15m.....	66
6.1/Courbe caractéristique de terrain :.....	66
6.2/Courbe caractéristique de soutènement.....	67
b.7/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « sable mou argile profonde >>avec NNP=15m.....	68
7.1/Courbe caractéristique de terrain :.....	68
7.2/Courbe caractéristique de soutènement.....	70
b.8/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « sableux>>avec NNP=15m.....	71
8.1/Courbe caractéristique de terrain :.....	71
8.2/Courbe caractéristique de soutènement.....	72
b.9/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argileux >>avec NNP=25 m ».....	73
9.1/Courbe caractéristique de terrain :.....	73
9.2/Courbe caractéristique de soutènement.....	74
b.10/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argile molle sable profonde >>avec NNP=25 m.....	76
10.1/Courbe caractéristique de terrain :.....	76
10.2/Courbe caractéristique de soutènement.....	77
b.11/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « sable mou argile profonde >>avec NNP=25 m.....	78
11.1/Courbe caractéristique de terrain :.....	78

11.2/Courbe caractéristique de soutènement.....79

b/12Cas d'une section de tunnel dans un terrain « sableux>>avec NNP=25

m.....80

12.1/Courbe caractéristique de terrain :.....80

12.2/Courbe caractéristique de soutènement.....82

II. Analyse paramétrique.....83

Introduction.....83

1/Etude paramétrique sur le comportement du tunnel dans différents terrains encaissants son nappe phréatique :.....83

1.1 /Etude paramétrique sur le comportement du tunnel dans différents terrains encaissants son NNP :.....83

1.2/ La comparaison des résultats analytiques du déplacement radial

cas AM-SP88

1. 3/Cas sable mou-sable profond89

1.4/ Conclusion89

1.5/Cas sable mou argile profonde89

1.6 /Conclusion90

1.7/Cas argile molle argile profonde.....90

1.8 /Conclusion90

1.9/ La comparaison des résultats analytiques de pression

d'équilibre91

1.10/Cas argile molle sable profond.....91

Conclusion générale93

Résumé

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

A cet effet n notre travail consiste à étudier les effets d certains de ces phénomènes tel que la préséance ou l'absence d'une nappe phréatique au-dessus d'un tunnel circulaire ainsi que la diversité des terrains encaissant. En fait, le tunnel en question est réalisé dans deux types de terrains encaissant, en l'occurrence, l'argile profonde, le sable profonde. En outre, cette étude tient compte des différentes phases d'exécution du tunnel.

Abstract

The important role of tunnel in road and rail infrastructure encourages us to study all the phenomena that govern them over looked behavior of the environments in which they are designed, and that, to avoid the appearance of disorders that can cause ruin. To this end, our job is to study the effects of some of the phenomena such as the precedence or absence of a water table over a circular tunnel as well as the diversity of land banking on its behavior. In fact, the tunnel in question is made in two type of banking fields, namely, deep clay, deep sand. In addition, this study yours account the different phases of implementation of the tunnel.

ملخص

الدور الهام للانفاق في البنية التحتية الطرق و السكك الحديدية يشجعنا علي دراسة جميع الظواهر التي تحكم سلوكها وجها لوجه مع البيانات المصممة لاجلها , لتفادي ظهور الاضطرابات التي يمكن ان تسبب انهيار . تحقيقا لهذه الغاية ,مهمتنا هي دراسة اثار بعض هذه الظواهرمثل وجود او عدم وجود المياه الجوفية عبر نفق دائري فضلا عن تنوع الارضيات المدرجة فيها ' في الواقع , يتم اجراء النفق في نوعين من الارضيات و هي الطين العميق , و الرمل العميق بالاضافى الى ذلك بشمل هذه الدراسة مختلف مراحل تنفيذ النفق

Tableau des numéros de figure

Numéro	Titre de la figure	Page
Fig 1.1	Schéma d'un coupe transversal et longitudinale d'un tunnel	12
Fig 1.2	Schéma d'un creusement classique de métro	12
Fig 1.3	Photo de tunnel routier sous montagne	14
Fig 1.4	photo de tunnel de métro en zone urbaine	15
Fig 1.5	photo de Tunnel de Blue RidgeParkway traversant une forêt « kentucky, USA »	15
Fig 1.6	Les tunnels de métro	
Fig 1.7	Les tunnels ferroviaires	16
Fig 1.8	Tunnel routier	16
Fig :1.9	Creusement à pleine section	18
Fig 1.10	Model de la section pleine dans le tunnel du métro d'Alger	19
Fig.1.11	Creusement en demi-section	19
Fig.1.12	Excavation par la méthode de la section divisée dans le tunnel cadre du métro d'Alger	20
Fig.1.13	Schéma général constitutif d'une machine pleine section	21
Fig 1.14	Machine à attaque globale (Creusement mécanique en terrains rocheux	22
Fig 1.15	Machine à attaque ponctuelle (Creusement mécanique en terrains rocheux)	22
Fig1.16	Schéma de Cycle de vie de l'explosif	23
Fig1.17	Photo d'un Tunnelier	23
Fig1.18	Soutènement par boulonnage	25
Fig1.19	Cintre réticulés	26

Fig1.20	Mise en place du cintre	26
Fig1.21	Cintre réticulés	26
1.22	Blindage et enfilage	27
1.23	Réseau d'écoulement vers un tunnel à front ouvert.	29
1.24	Evolution au cours du temps du débit entrant dans un tunnel selon les conditions Hydrogéologiques rencontrées.	29
Fig. 2.1,	Courbes de convergence, de confinement et assemblage.	36
Fig 2.2	Notion de pression fictive et de dé confinement autour du front de taille. Tunnels : $u_e = ((1 + \nu) / E) R\sigma_0$.	37
Fig2.3	Etude paramétrique de la courbe de convergence pour différentes valeurs de E, ν , R, ϕ , C et ψ .	39
Fig 2.4	Maillage du domaine en triangles à trois nœuds	41
Fig 2.5	Élément de base dans le maillage dans PLAXIS 2D (gauche) et PLAXIS 3D (droite)	43

Liste de numérotation des tab

numéro	Tab	page
Tab 2.1	Tableau récapitulatif de classification des roches et notes de pondération	33
Tab2.2	Note d'ajustement pour l'orientation des joints	33
Tab2.3	Classé de rocher suivant la classification de Z. Bieniawski après application de la note d'ajustement	34
Tab2.4	Recommandation du soutènement d'après Z. Bieniawski	34
Tab 3.1	Propriétés des éléments de sol et d'interface.	45
Tab3.2	Récapitulatif des déplacements dans un terrain sableux	46
Tab3.3	Récapitulatif des déplacements dans un terrain encaissant argile raide	49
Tab3.4	Récapitulatif des déplacements dans un terrain encaissant sable danse	51
Tab 3.5	Récapitulatif des déplacements dans un terrain argileux	54
Tab3.6	Récapitulatif des déplacements dans un terrain argile raide	56

Tab3.7	Récapitulatif des déplacements dans un terrain sableux	59
Tab3.8	Récapitulatif des déplacements dans un terrain sable dense	61
Tab3.9	Récapitulatif des déplacements dans un terrain argileux	64
Tab3.10	Récapitulatif des déplacements dans un terrain argileux	66
Tab3.11	Récapitulatif des déplacements dans un terrain sable dense	69
Tab3.12	Récapitulatif des déplacements dans un terrain argile raide	71
Tab3.13	Récapitulatif des déplacements dans un terrain sableux	74
Tab3.14	Récapitulatif des déplacements dans un terrain argileux	76
Tab3.15	Récapitulatif des déplacements dans un terrain sable dense	79
Tab3.16	Récapitulatif des déplacements dans un terrain argile raide	81
Tab3.17	Récapitulatif des déplacements dans un terrain sableux	84

LISTE DES COURBES

Numéro	Titre des courbe	Page
courb3.1	MMC du terrain sableux son NNP	47
courb3.2	MMC du terrain sable mou argile profonde	50
courb3.3	MMC du terrain argile molle sable profonde	52
courb3.4	MMC du terrain argileux	55
courb3.5	MMC du sable mou argile profonde	57
courb3.6	MMC du terrain sableux avec NNP=0m	60
courb3.7	MMC du terrain argile molle sable profonde avec NNP=0m	62
courb3.8	MMC du terrain argileux avec NNP=0m	65
courb3.9	MMC de terrain argileux avec NNP=15	68
courb3.10	MMC de terrain argile molle sable profonde avec NNP=15	70
courb3.11	MMC de terrain sable mou argile profonde avec NNP=15	72
courb3.12	MMC de terrain sableux avec NNP=15	75
courb3.13	MMC de terrain argileux avec NNP=25	77

3.15	Courbe mmc de terrain argile molle sable profonde avec NNP=25	80
3.16	: courbe mmc de terrain sable mou argile profonde avec NNP=25	82
3.17	courbe mmc de terrain sableux avec NNP=25	85

Liste des histogrammes

Numéro	titre	page
histo3.1	L'influence de la nappe phréatique des déplacements radiaux cas argile Moll e- sable profonde	88
histo3.2	L'influence de la nappe phréatique sur les déplacement radial cas sm/sp	89
histo3.3	L'influence de la NNp sur les déplacements radiaux cas sable mou -argile profonde	89
histo3.4	L'influence de la NNp sur les déplacement radiaux cas argile molle argile profonde	90
histo3.5	L'influence de la NNp sur la pression d'équilibre cas : argile molle -sable profonde	91
histo3.6	Influence de la pression d'équilibre cas sable mou sable profonde	91
histo3.7	Influence de la pression d'équilibre cas sable mou argile profonde	92
histo3.8	Influence de la pression d'équilibre cas argile molle argile profonde	92

Abréviation :

MCC : Méthode de convergence confinement

MEF : Méthode des éléments finis

SM/SP : Sable mou sable profond

SM/AP : sable mou sable profond

AM/SP : Argile mole sable profond

AM/AP : Argile mole agile profonde

CHAPITRE 1

Etude BEBLOGRAPHIQUE

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 enterrées (usines et gare souterraines, parkings, lieux de stockage, excavations minières).

- Les ouvrages de section plus ou moins régulière (tunnels, buses, galeries, tuyaux, canalisations).

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) ;

- * Maîtrise 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 faibles profondeurs).

- Les déformations liées aux interfaces (sol-structure).

- Les efforts repris par le soutènement. - Les effets hydrauliques induits par les travaux.

Objectif de l'étude :

Cette étude concerne l'analyse du comportement d'un tunnel circulaire enfoui dans un terrain encaissant homogène constitué tantôt d'une couche de sable profond et tantôt d'une couche d'argile profonde raide, surmonté par deux couches de respectivement d'argile molle et sable mou associé à une nappe phréatique de hauteur variable. En fait, il s'agit de mettre en évidence les effets du rabattement de la nappe phréatique sur le comportement du tunnel. A cet effet, deux approches sont préconisées pour mettre en exergue ce phénomène de la fluctuation de la nappe phréatique, en l'occurrence, une approche analytique basée sur la méthode convergence confinement et une approche numérique basée la méthode des éléments finis.

1/Historique

Le mot " tunnel " apparaît en 1825. Le dictionnaire encyclopédique de Charles Saint

Laurent daté de 1845 donne cette définition : " Passage souterrain construit sous la Tamise à Londres. Ce passage offre deux conduits parallèles communiquant entre eux par de

Nombreux portiques. Il est dû à un ingénieur français, M. Brunel, qui a dû vaincre toutes les difficultés d'une si grande entreprise. Au moment où nous écrivons ces lignes, le tunnel est sur le point d'être terminé. "

Tunnel n'est que la traduction anglaise de la " tonnelle ", nom donné à cet ouvrage et utilisé dès le XVIème siècle pour désigner une longue voûte en berceau. Selon Jean Péra, ancien directeur du CETU et ancien président de l'AFTES, la tonnelle dérive elle-même de " tunna ", mot latin populaire d'origine celtique qui désignait d'abord une outre en cuir, puis une grosse futaille.

Les définitions suivantes sont empruntées au petit dictionnaire Robert, pour qui le tunnel est une " galerie souterraine destinée au passage d'une voie de communication (sous un cours d'eau, un bras de mer, à travers une élévation de terrain) "

L'origine du mot " galerie " est controversée, mais semble provenir du latin médiéval " galerie ", lui-même dérivé de " galilea ", désignant un appentis appuyé sur des colonnes en façade des basiliques romaines.

La galerie est un " lieu de passage, beaucoup plus long que large, ménagé à l'extérieur où
À l'intérieur d'un édifice ou d'une salle ". C'est aussi un " chemin souterrain ou couvert,

Pratiqué par l'assiégeant pour s'approcher d'une place ou pour l'exploitation d'une mine "et le sens s'élargit à " tout passage souterrain (boyau, tunnel, catacombe) et pour finir " Petit souterrain creusé par divers animaux "

Quant à la " mine ", le terme serait d'origine celtique (mina). Certains estiment que le mot " mine " dérive de l'égyptien " mna " signifiant la pépite d'or qui servait à échanger des biens, d'où est venue la " monnaie ". Dès le XIVème siècle, la mine est le terrain où se trouve le minerai, exploité par des carrières, des minières et des filons. Plus tard, c'est une galerie de sape, une excavation pratiquée sous un ouvrage pour le faire sauter, d'où encore plus tard d'autres sens liés à l'explosif.

Pour en revenir au mot tunnel, le dictionnaire encyclopédique universel Hachette de 1998 ajoute à ce qui précède le sens de " galerie aveugle de certains dispositifs techniques ", comme les tunnels de soufflerie, les anneaux d'accélérateurs de particules, les fours à tunnel, etc.

Les physiciens nomment " effet tunnel " un phénomène selon lequel une particule possède une probabilité non nulle de franchir une barrière de potentiel d'énergie supérieure à la sienne.

Il semble que le premier écrivain ayant utilisé le mot tunnel soit Stendhal dans les

" Mémoires d'un touriste " en 1838, pour désigner le passage souterrain des Echelles construit sous Napoléon Ier.

Ce mot nouveau est d'ailleurs en italique dans le texte. Il fut rapidement adopté dans le domaine des chemins de fer naissant à cette époque.

Citons pour terminer des expressions donnant au tunnel une connotation péjorative, comme " voir le bout du tunnel " ou " sortir du tunnel ", ce qui tendrait à aller dans le sens de certains aspects mythiques des tunnels. De nombreux symboles sont associés au tunnel, le souterrain étant à la fois image de vie (la terre-mère) et de mort (lieu de ténèbres). Dans la Genèse comme chez les Aztèques, le souterrain est siégé du mal, alors que d'autres populations le considèrent comme un lieu sacré (cavernes peintes du Caucase, de l'Inde et de la Chine).

Le tunnel incarne la transition entre l'intérieur et l'extérieur (la Porte des dieux de

Babylone), la liaison entre les trois niveaux cosmiques (terre, ciel et enfer). Le monde souterrain est associé à la métallurgie.

Il est aussi symbole de l'inconscient, l'obscurité de la finalité intérieure s'opposant à la lumière de la dispersion dans le monde (Wagner dans Tristan).

Le tunnel apparaît aussi comme un refuge contre les dangers du dehors, les cavernes contre les bandits et les tunnels de métro contre les bombes. Depuis le tunnel de Londres où s'entassèrent les Anglais durant la dernière guerre, les métros ont souvent eu un rôle stratégique, tel celui de Moscou, et de protection des populations urbaines, la fameuse " défense passive ". Certains métros sont même conçus pour résister à une bombe atomique de moyenne puissance, comme à Singapour

Citons enfin les mythes anciens liés au souterrain : la caverne de Platon, l'enlèvement de

Proserpine, la descente d'Orphée aux enfers, la légende de l'Atlantide, et bien d'autres.

La littérature, la peinture, la musique et le cinéma ont constamment utilisé le thème du tunnel, naturel ou construit par l'homme.

2Définition d'un tunnel :

« Tunnel » vient du mot « tonnelle » évoquant la forme du tonneau. Il désigne un passage souterrain. On considère souvent qu'un tunnel doit être au moins deux fois plus grand qu'il n'est large pour mériter cette désignation. Il doit en outre être fermé de tous les côtés, excepté à chacune de ses extrémités, ce qui le différencie d'un passage en tranchée. Un tunnel peut être utilisé pour permettre le passage de personnes (piétons, cyclistes, trafic routier, trafic ferroviaire, canal). D'autres tunnels ont fonction d'aqueducs, construits uniquement pour transporter de l'eau destinée à la consommation, à l'acheminement des eaux usées ou à l'alimentation de barrages hydroélectriques alors que d'autres encore sont creusés pour acheminer des câbles de télécommunication, de l'électricité, des hydrocarbures, ... Le tunnel le plus ancien actuellement connu semble bien être celui qui a été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate il y a 4 000 ans à l'époque de la reine

Sémiramis. D'une longueur de 1 km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter. Les civilisations modernes ont élargi l'emploi des tunnels au domaine des communications pour franchir un obstacle qu'il s'agisse d'une chaîne de montagnes, d'un cours d'eau, ou même du cœur d'une ville. Aujourd'hui, des cavités souterraines sont construites pour assurer le stockage de matières

encombrantes ou dangereuses (pétrole, gaz), pour décongestionner la surface des villes (parkings souterrains) ou pour loger des unités de production d'énergie (centrales enterrées).

L'importance croissante des considérations d'environnement et la saturation du sol devraient logiquement conduire à un accroissement du nombre des ouvrages souterrains, soit dans le domaine des installations industrielles, soit pour le stockage des déchets, soit pour la protection des populations et des installations vitales en cas de conflit.

3-Objectifs des tunnels :

En général, il permet de raccourcir un itinéraire, d'éviter un col (tunnel sous une montagne) ou d'éviter un long détour (tunnel sous un plan d'eau). C'est aussi l'encombrement du sol et la difficulté de restructurer l'urbanisme existant dans les agglomérations urbaines qui pousse à l'utilisation du sous-sol, notamment avec le métro, malgré le coût. Mais aussi la construction d'un tunnel peut être réalisée pour limiter les nuisances du trafic (notamment en ville ou pour les villages en bordure d'autoroute).

4-Avantages et inconvénients des tunnels :

Le tunnel peut devenir très coûteux lorsque qu'il est long et percé dans une roche dure ou au contraire dans une roche friable. De plus, quelques accidents graves (ex : tunnel du

Mont blanc, incendie d'un camion) ont donné une image dangereuse des tunnels.

Cependant, dans un contexte difficile, (fortes pentes, risque d'éboulement ou de glissement de terrain, ...) le tunnel peut être une solution moins chère et plus sécurisante qu'une longue route en lacets.

Aujourd'hui, le tunnel présente une grande sécurité et une protection contre les intempéries, il a surtout l'avantage de ne pas dégrader la nature et donc de ne pas contribuer à la fragmentation éco paysagère (Désigne tout découpage artificiel (non naturel) de l'espace, qui pourrait empêcher les espèces vivantes de se déplacer comme elles le devraient). Il est donc préférable de choisir un tunnel plutôt qu'un pont qui outre son impact paysager, ne modifiera pas les migrations d'oiseaux et l'environnement naturel nocturne (contrairement au pont qui est éclairé toute la nuit). C'est pourquoi le train et le ferroutage est souvent la solution choisie et la plus respectueuse de l'environnement (pollution).

5-Raison pour choisir 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 de nombreuses raisons de choisir un tunnel :

- On évite la réalisation de ponts levants ou de ponts suspendus en créant des tunnels à certains endroits de la traversée, ce qui rend le trafic fluvial possible.
- Les ponts exigent habituellement sur chaque rive une plus grande emprise qu'es

Tunnels, dans les secteurs où l'immobilier est particulièrement cher, le tunnel prend donc

Son avantage.

- Le tunnel favorise une capacité plus importante du trafic par rapport au pont.
- Un tunnel permet d'éviter des difficultés liées aux marées ou au mauvais temps pendant la construction.
- 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.

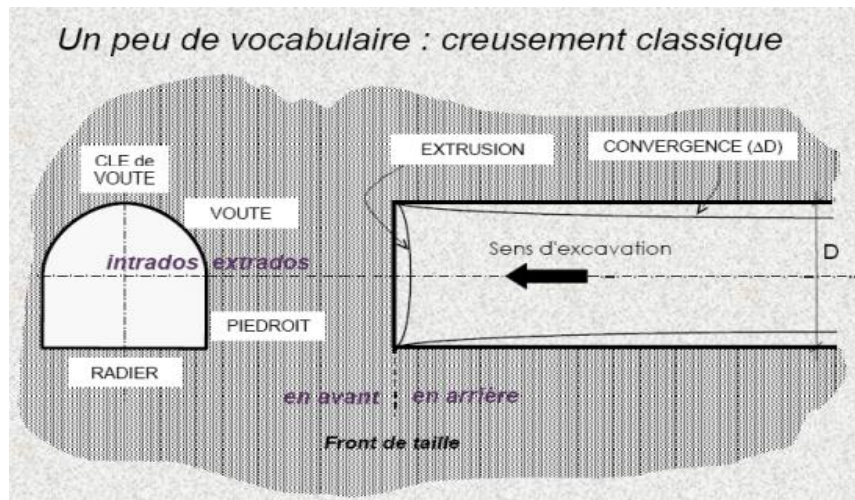


Fig. 1.1 : schéma d'une coupe transversale et longitudinale d'un tunnel

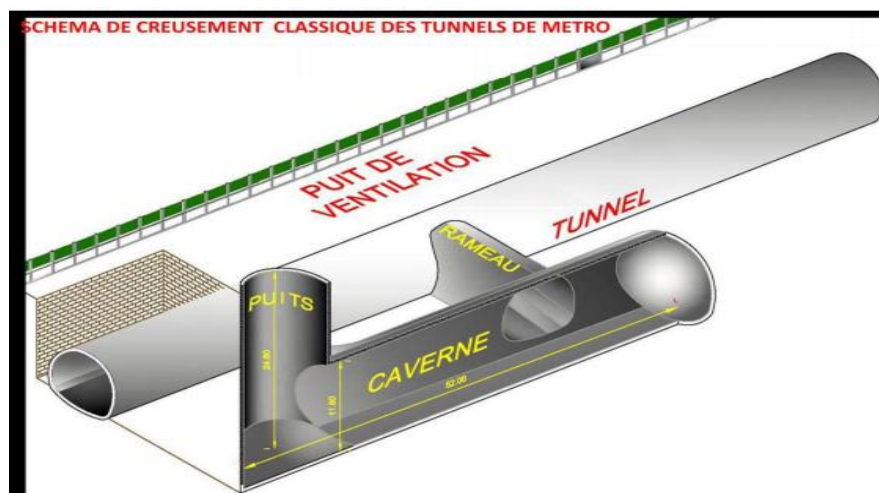


Fig1.2 : Schéma d'un creusement classique de métro

6-Les principaux objets d'étude dans le cadre du projet d'un ouvrage souterrain Peuvent être résumés comme ci-après :

- Le choix d'un site, d'un tracé, la recherche des difficultés particulières (failles, venues d'eau, roche gonflante,) : ce sont les objectifs des reconnaissances ;

- Le choix d'une forme, d'un volume, d'une section type pour assurer la fonction, la stabilité et l'économie de l'ouvrage ;
- Le choix des procédés d'excavation et de marinage qui est autant technique qu'économique ;
- Le choix de dimensionnement du soutènement provisoire, ainsi que celui du revêtement définitif ;
- La sécurité du chantier qui doit rester un souci particulier du concepteur et du constructeur ;
- Le contrôle du comportement de l'ouvrage pendant la construction puis au cours de l'exploitation ;
- L'estimation des coûts, difficile pour ce type d'ouvrage, devra néanmoins faire l'objet d'une étude détaillée et si possible d'études comparative ;
- L'entretien et la réparation des ouvrages seront présents à l'esprit du concepteur pour faciliter la tâche de l'exploitant.

7- Les raisons d'aller en souterrain :

Pour définir les raisons d'aller en souterrain, il est nécessaire de citer quelques caractéristiques essentielles du sous-sol :

- Le sous-sol est un espace qui peut recevoir des infrastructures difficiles, impossibles ou indésirables en surface.
- Le sous-sol offre un espace naturel protégé mécaniquement, thermiquement et acoustiquement.
- Le sous-sol offre l'avantage de protéger l'environnement extérieur des risques et nuisances liés à certains types d'activités.
- Le sous-sol est généralement invisible, sauf aux points de liaison avec la surface.

Mais les principales raisons qui ont poussé aujourd'hui l'homme à utiliser et aménager l'espace souterrain sont données ci-dessous :

7-1. Des raisons d'occupation du sol et d'implantation :

L'utilisation du souterrain découle d'un manque d'espace à la surface et permet de construire à un emplacement où la construction en surface ne serait pas possible.

L'implantation en souterrain est préférable pour de nombreuses constructions car leur existence en surface est gênante pour les réseaux de service public.

Il est aussi souvent nécessaire de séparer les activités de transport incompatibles ou d'engendrer des liaisons commodes entre elles, par exemple, la circulation des piétons dans les gares de chemins de fer et dans les ouvrages d'échange entre les bus et les trains.

La séparation des niveaux de circulation est généralement préférable et la mise en souterrain des voies de circulation limite souvent les impacts sur la collectivité.

7.2. Des raisons topographiques :

Dans les zones montagneuses, le recours aux tunnels rend réalisables diverses variantes de transport, les routes, les voies ferrées, et il présente une solution intéressante pour le franchissement des fleuves dont la mauvaise qualité de terrains. D'une façon générale,

L'utilisation de l'espace souterrain présente plusieurs avantages dans le domaine d'aménagement d'installation ou d'infrastructures. Ces avantages résultent principalement de la liberté (sous réserve des contraintes géologiques, économiques et pour des raisons d'urbanisme liées à une géographie urbaine assez étalée) d'engendrer un ouvrage en trois dimensions avec des barrières existant en surface.



Figure 1. 3 Photo de tunnel routier sous montagne

7.3. Des raisons sociales :

L'espace souterrain a un rôle principal à jouer sur le plan social et ce, en offrant de bonnes conditions de vie. Il s'agit ici de la diminution de la pollution et du bruit, de l'utilisation active de l'espace, du développement économique, de la protection du cadre de vie, de la santé publique et de la sécurité. Dans ces différents domaines, il présente des nombreux avantages :

- Les tunnels ont un rôle vital pour amener et évacuer les eaux en site urbain.
- Les tunnels permettent l'installation d'un système de transport qui respecte l'environnement, rapide et discret.
 - Les tunnels routiers urbains débarrassent la surface des véhicules ce qui implique une réduction du bruit dû à la circulation, d'autre part l'air devient légèrement moins pollué et enfin l'occupation de surface peut être utilisée à d'autres fins.
- Les parcs de stationnement et les centres commerciaux souterrains en centre-ville libèrent de l'espace en surface pour des activités de loisirs et des terrains de jeu.

- Les galeries techniques à usages multiples sont moins sensibles aux conditions extérieures et causent moins de perturbation qu'en surface lors de la réparation ou de la maintenance des équipements qui y sont installés.



Figure 1. 4photo de tunnel de métro en zone urbaine



Figure 1. 5photo de Tunnel de Blue RidgeParkway traversant une forêt « kentucky, USA »

7.4. Des raisons Environnementales :

L'utilisation de l'espace souterrain est positive du point de vue de l'intrusion visuelle. Les ouvrages souterrains sont parfaitement intégrés dans l'environnement. Le sous-sol offre également divers avantages en termes de protection de l'environnement, notamment les aspects esthétiques ou écologiques, qui sont largement pris en compte lors de la conception d'infrastructures à faible impact environnemental.

Dans certains cas, les structures souterraines aident à préserver la végétation naturelle, en limitant les dommages infligés au cycle écologique, aux niveaux local et global. Les constructions de surface

épargnent dans une plus grande mesure la flore, les habitats et lieux de passage de la faune et la respiration et transpiration des végétaux.

8. Catégories de tunnels :

A-Si l'on se réfère à leur objet, on peut distinguer plusieurs types de tunnels :

Les tunnels de communication parmi lesquels :

- Les tunnels ferroviaires,
- Les tunnels routiers,
- Les tunnels de navigation ;
- Les tunnels de métro ;



Fig :1.6 les tunnels de métro



fig. :1.7les tunnels ferroviaires



Fig. :1.8 Tunnel routier

9. Etapes d'un projet de tunnel :

Comme pour tout projet de Génie Civil, les responsables d'un projet de tunnel suivent des étapes incontournables. Evidemment, les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation, Mais, comme le précise Lunardi (1993), la connaissance du milieu dans lequel on opère, de l'action du creusement et de la réaction du massif suite à l'excavation sont nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain.

C'est dans cette optique que Duddeck dès 1979, puis avec Erdmann en 1985 a proposé un schéma assez général (même si destiné au cas des tunnels creusés dans les roches tendres) mais non exhaustif, des principales étapes à suivre lors de l'étude d'un projet de tunnel :

- phase 1 : reconnaissance géologique du site.
- phase 2 : détermination des contraintes in situ ainsi que des caractéristiques du massif.
- phase 3 : choix d'une méthode d'excavation.
- phase 4 : choix d'un modèle mécanique.

Calcul statique par méthode simplifiée, méthode numérique détaillée ou les deux.

- phase 5 : concept de sécurité, hypothèses des ruptures.
- phase 6 : excavation du tunnel.
- phase 7 : instrumentation in situ et suivi des données.

Notons qu'après la phase 2, si la taille du chantier est importante, une phase de creusement d'une galerie de reconnaissance (à partir du front de taille du tunnel, avec un diamètre beaucoup plus faible) peut être envisagée. Elle servira utilement à l'exécution des phases suivantes.

Certaines de ces phases seront plus ou moins abordées dans les paragraphes qui suivent.

Cependant il faut garder en mémoire que toute schématisation nécessite un examen critique portant sur les différentes phases qu'elle comporte. Par exemple, en ce qui concerne la méthode de calcul à utiliser ainsi que les hypothèses qu'il faut y introduire.

10-Critère de choix de la méthode de creusement :

En premier, il y a lieu de faire un choix en tenant compte des exigences suivantes :

- Terrain encaissant ;
- Site et de l'environnement ;
- La géométrie ; Procédé de construction lui-même.

En deuxième phase, on aboutit à quelques variantes techniques possibles détaillées selon la complexité du projet étudié. Parmi ces procédés de construction on citera :

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

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet tels que :

- Conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés, niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expériences acquises,);
- Insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution ;
- Coût de la solution et aléas correspondants.

11-Méthodes de creusement :

Le choix de la méthode de creusement d'une section de front est généralement déterminé par les dimensions de la section du tunnel ainsi que la qualité du terrain.

On distingue trois méthodes de creusement :

11.1. Méthode à pleine section :

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois.

Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne et d'assez bonne tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle.

Cette méthode facilite l'organisation du chantier et elle est plus rapide.

Dans les tunnels de plus de 40 ou 50 m² de section, elle nécessite de gros engins dont l'amortissement suppose en général des chantiers d'une certaine longueur (plusieurs kilomètres).

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

A la limite, dans les tunnels de très faible section (10 à 15m² de section), elle constitue, quel que soit le terrain, le procédé habituel de construction



Fig :1.9 Creusement à pleine section



Fig :1.10 Model de la section pleine dans le tunnel du métro d'Alger

11.2. Méthode à demi-section :

Cette méthode consiste à excaver dans une première phase la demi-section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 m.

Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi-section inférieure appeler Strauss.

La mise en place du soutènement s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase de l'excavation.

L'excavation du Strauss est effectuée suivant une méthode semblable à celle des terrassements à ciel ouvert. Elle peut être réalisée une fois le creusement du tunnel en demi-section supérieure terminé, ou avec un certain décalage (20 m a plusieurs centaines de mètres).

Pour les tunnels de grande dimension (plus de 40 à 50 m) un avantage notable de cette solution comparée au creusement en pleine section et sa souplesse d'exécution. Elle s'adapte bien aux procédés modernes avec soutènement immédiat. Vu la dimension réduite du front d'attaque en demi-section supérieure, elle permet de mieux maitriser les problèmes de stabilité de l'excavation en terrain médiocre et de placer des cintres métalliques lorsqu'ils s'avèrent nécessaires, dans des conditions plus favorables.



Fig. 1.11 : Creusement en demi-section

11.3. Méthode à sections divisées :

Cette méthode regroupe des méthodes de construction où le creusement d'un tunnel est effectué en plus de deux phases distinctes.

Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser d'autre méthode.

Avec un creusement en sections divisées, chaque phase de travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Par la même, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la décompression des terrains sus-jacents est plus limitée.

Le creusement en section divisées s'applique ainsi :

- ☒ Soit aux grandes excavations souterraines dont la section est trop importante.
- ☒ Soit aux tunnels dans des mauvais terrains lorsque les autres méthodes de construction présentent des risques d'exécution.

La division de la section à excaver est fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire qui peut rester stable par elle-même avant mise en place du soutènement.



Fig. 1.12 : Excavation par la méthode de la section divisée dans le tunnel cadre du métro d'Alger

12. Techniques de creusement :

Une technique de creusement 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 (profondeur et géométrie de l'ouvrage).

Le choix de la technique et des machines est déterminé selon la nature du terrain, on distingue deux types :

- Creusement dans les terrains meubles.
- Creusement dans les terrains durs.

12.1. Creusement mécanisé en terrains meubles :

Cette technique est exécutée à l'aide de différentes machines.

Les boucliers sont généralement les plus utilisés, ils sont conçus pour forer les tunnels dans les sols et les terrains meubles et aquifères. Les boucliers comportent un système de protection des parois de

l'excavation entre le front de taille et le revêtement qui doit être mis en place immédiatement derrière. Ce revêtement est le plus souvent constitué de voussoirs préfabriqués.

12.1.1 Différents types de boucliers :

La progression de la machine est généralement assurée par une série de vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière. Pour les autres boucliers, appelés boucliers doubles, la prise d'appui s'effectue sur un bouclier auxiliaire expansif, dont la grande surface dimensionnée en fonction des caractéristiques du terrain, permet de réduire la pression de contact.

La partie avant du bouclier est munie d'une trousse coupante destinée à pénétrer dans le terrain au pourtour de l'excavation.

On peut distinguer, du point de vue des opérations de terrassement effectuées à l'intérieur et à l'abri du bouclier, les différents types de boucliers suivants :

- Les boucliers ouverts.
- Les boucliers rotatifs
- Les boucliers à air comprimé.
- Les boucliers à bentonite.

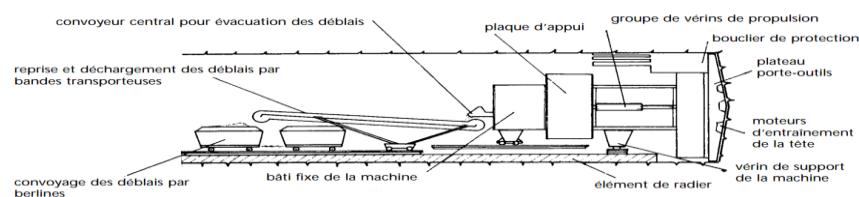


Fig.1.13 : Schéma général constitutif d'une machine pleine section

12.2. Creusement en terrains rocheux :

Il existe deux types de creusement pour les terrains durs ou rocheux :

- Creusement mécanique ;
- Creusement à l'explosif.

12.2.1. Creusement mécanique ;

Depuis 1950, le creusement mécanique des tunnels au rocher (sans utilisation d'explosifs) s'est nettement développé. Les machines correspondantes, appelées machines à forer, sont devenues capables d'excaver les roches les plus dures.

Les machines à forer existantes ont des caractéristiques très variées. La plupart d'entre elles ont un domaine d'emploi physiquement limité par la nature de leurs outils et la puissance disponible, et même à l'intérieur de ce domaine, elles peuvent rencontrer des limitations économiques si leur rendement est trop faible ou si l'usure des outils est trop forte.

L'usage a consacré la classification des machines à forer aux rochers en deux grandes familles, à savoir :

- Les machines à attaque globale (machine pleine section, tunnelier ou Tunnel Boring machine -TBM) ;
- Les machines à attaques partielle ou ponctuelle (Boom type machine -BTM)



Fig :1.14 Machine à attaque globale (Creusement mécanique en terrains rocheux)

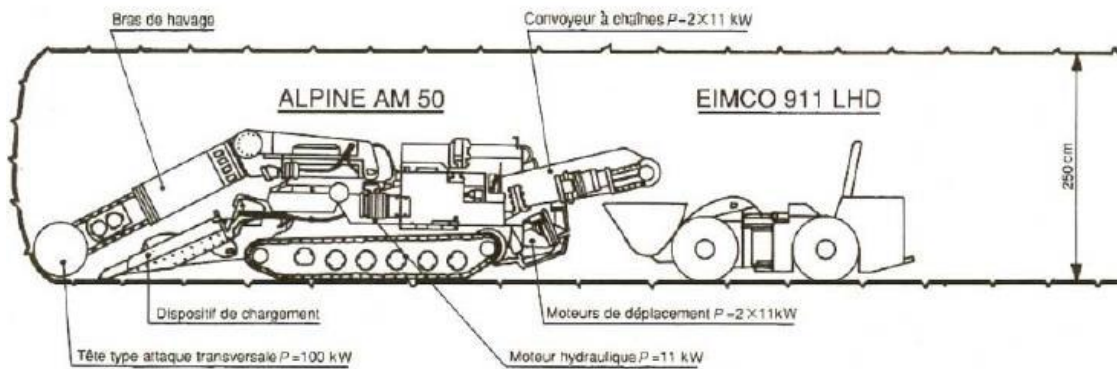


Fig ;1.15 Machine à attaque ponctuelle (Creusement mécanique en terrains rocheux)

12.3. Creusement à l'explosif

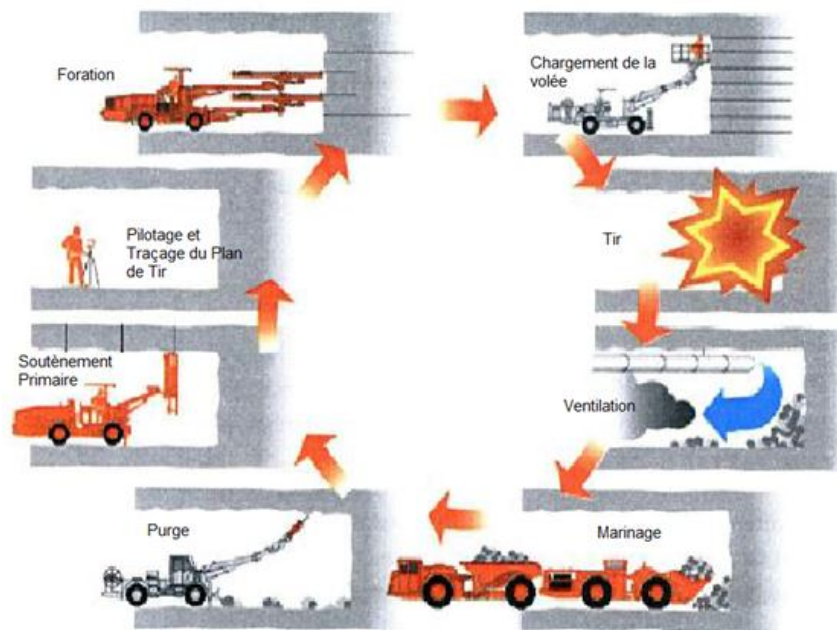
12.3.1. Principe d'action

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique. La poudre noire (salpêtre+charbon+souffre) fut longtemps utilisée, avant que n'apparaissent des produits plus performants tel la dynamites ou les émulsions mais plus dangereux.

D'une manière générale, l'explosif souterrain est utilisé comme un outil de découpage de la roche est non comme une bombe. C'est une ancienne méthode mais qui est en constante évolution, elle est dite traditionnelle ou conventionnelle car elle était déjà employée dans les premiers travaux souterrains miniers.

Cette méthode présente l'avantage d'obtenir un meilleur avancement en comparaison aux techniques mécaniques.

L'utilisation des explosifs est soumise à une réglementation stricte pour la sécurité des travailleurs et pour l'environnement du chantier.



1.16: Chéma de Cycle de vie de l'explosif

12.4. Creusement par tunnelier

12.4.1 Définition

Un tunnelier est une machine à attaque globale réalisant en continu le creusement d'un tunnel et, si nécessaire, la mise en place d'un revêtement à une faible distance du front de taille.

L'abattage mécanique des tunnels au rocher, s'est développé principalement à partir de 1950. Les machines capables d'excaver les roches les plus dures sont appelées machines à forer, et celles conçues pour forer les tunnels dans les terrains meubles et aquifères sont appelées boucliers.

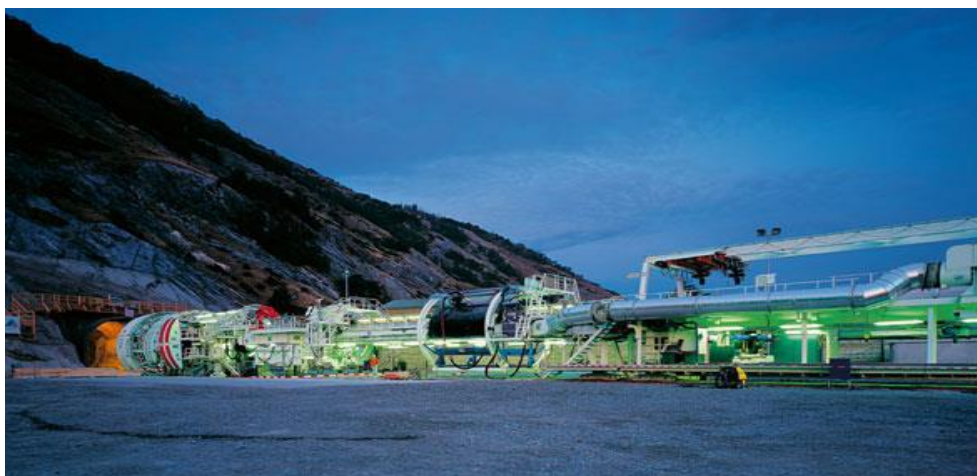


Fig.1.17 : photo d'un Tunnelier

13. 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.

13.1 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.

13.2 Classification des soutènements

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

13.2.1 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 voutes 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.

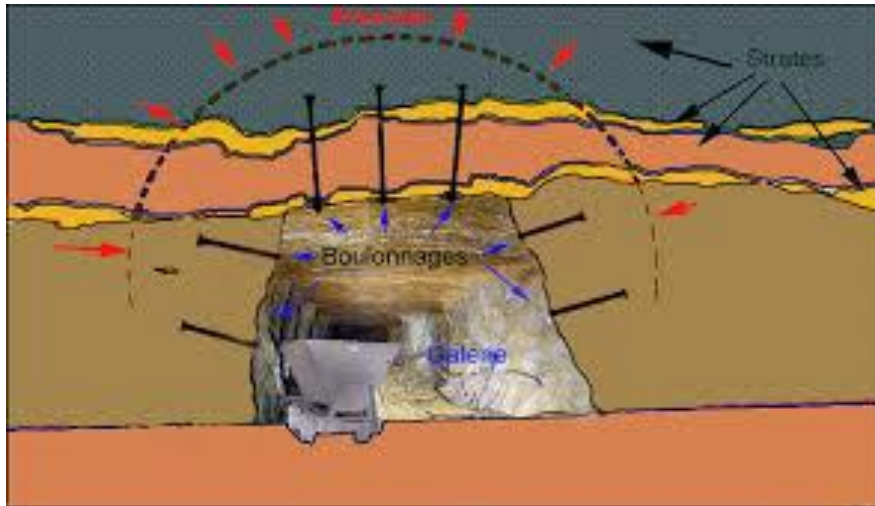


Fig.1.18 : soutènement par boulonnage

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.



Fig1.19. : cintre réticulés



fig.1.20 : 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.

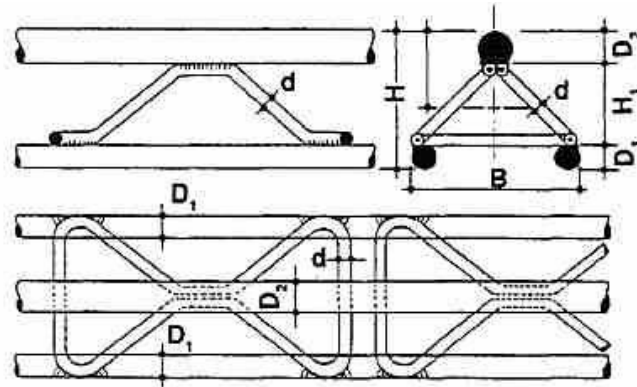


Fig1.21 : Cintre réticulé

C- Soutènement par blindage :

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

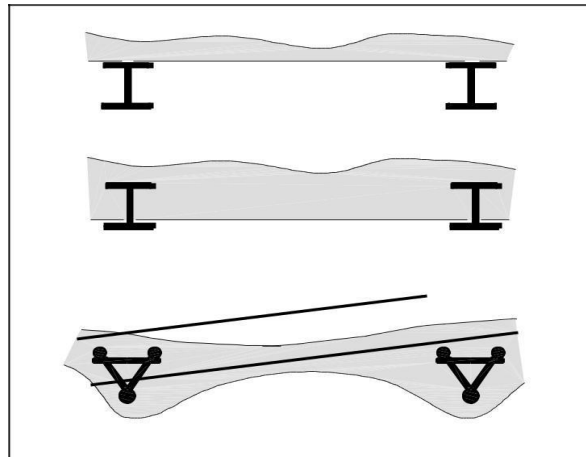


Fig.1.22 : Blindage et enfilage

D-Soutènement par enfilage :

Les plaques (plus épaisses que les plaques de blindage) barres ou rails sont ici foncés dans le terrain préalablement à l'excavation de celui-ci.

❖ Soutènement en béton :

Le soutènement peut aussi utiliser en tout ou partie du béton préfabriqué ou non.

Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants :

◆ Béton projeté:

Il est très souvent utilisé en complément du soutènement métallique (boulons, cintres réticulés, TH.) ou en remplacement du blindage métallique. Il peut être renforcé par des fibres métalliques, voire par un treillis.

Il s'agit de la technique consistant à projeter du béton, selon 3 procédés en général, à grande (donnant lieu à un compactage très important, mais avec des faibles rendements : utilisation pour les mortiers surtout) ou faible vitesse sur la paroi : projection par voie sèche, par voie mouillée à flux dilué, par voie mouillée à flux dense

14/ANALYSE DES ÉCOULEMENTS VERS LES TUNNELS

a) Introduction

Les ouvrages souterrains sont, le plus souvent, creusés dans des terrains situés sous le niveau de la nappe phréatique. Le creusement de la galerie a pour conséquence de perturber le régime hydraulique initial et de provoquer l'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage. Cet écoulement peut entraîner diverses conséquences ; l'ingénieur doit pouvoir estimer leur amplitude et mesurer leur impact sur l'ouvrage et le massif encaissant.

b) Effets du creusement d'un tunnel en présence d'une nappe phréatique

1) L'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage - Caractéristique majeure

Le creusement d'un tunnel sous la nappe affecte l'équilibre hydraulique initial du massif. La chute de pressions engendrée dans le terrain entraîne l'écoulement des eaux souterraines vers la galerie et l'intrusion d'un certain débit d'eau dans la partie excavée de l'ouvrage. Ce phénomène est illustré sur la figure 1.1 dans le cas d'une galerie à paroi imperméable, pour laquelle l'écoulement s'effectue uniquement par le front de taille.

La quantité d'eau entrant dans le tunnel est la caractéristique la plus fréquemment analysée dans les publications antérieures pour mesurer l'impact des écoulements vers un ouvrage en construction ; elle dépend de nombreux facteurs, dont les plus importants sont la perméabilité du terrain, la profondeur du tunnel sous le niveau piézométrique et le taux de réalimentation de l'aquifère. Elle dépend en fait de l'ensemble des conditions hydrogéologiques rencontrées par le tunnel.

Le débit d'entrée dans une galerie se caractérise notamment par une diminution dans le temps. La figure illustre ce phénomène. Résultat des observations de Sato (1983) pour différents tunnels exécutés au Japon, cette figure considère deux configurations de nappes : le cas d'une nappe rechargée continuellement en surface, d'une part, et celui d'une nappe à surface libre, d'autre part. La figure 1.2b montre que la rencontre, en cours de creusement, d'une zone de perméabilité plus importante k_j provoque, par rapport à des conditions homogènes (figure), une augmentation sensible du débit dans le tunnel. Cette augmentation est suivie d'une diminution rapide du débit, plus importante dans le cas d'une nappe à surface libre.

Par ailleurs, l'écoulement des eaux vers un tunnel peut entraîner des conséquences de natures diverses. De nombreux auteurs ont rapporté et analysé les problèmes créés par la présence de l'eau sur les chantiers de tunnels ; certains ont, par ailleurs, effectué des mesures sur site.

2) Problèmes liés à l'écoulement des eaux vers **les tunnels**

L'analyse des travaux consacrés à la construction de tunnels sous la nappe permet de mettre en évidence les différents problèmes liés à l'écoulement des eaux souterraines vers un tunnel, ainsi que les principales dispositions qui peuvent être mises en œuvre sur les chantiers pour réduire, voire éviter, les conséquences de ces écoulements.

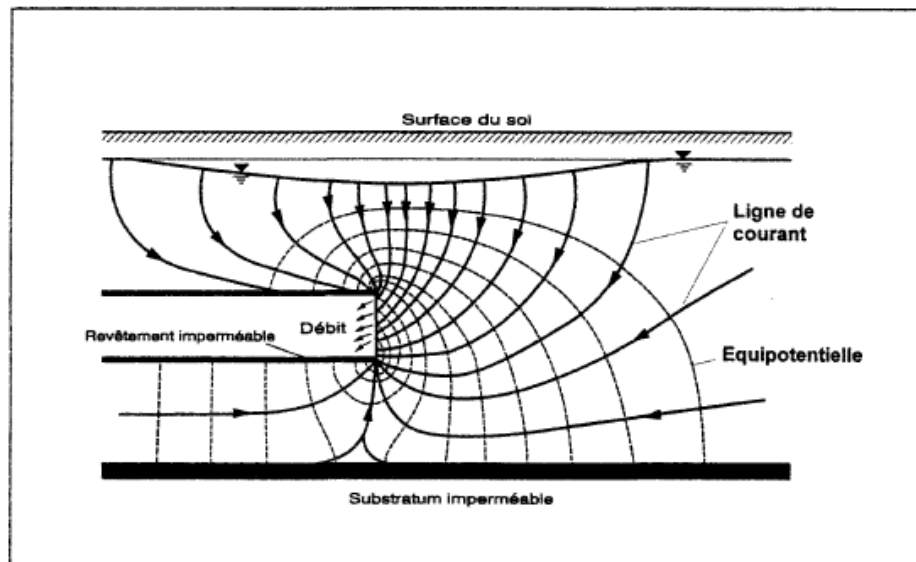


Fig 1.23: Réseau d'écoulement vers un tunnel à front ouvert.

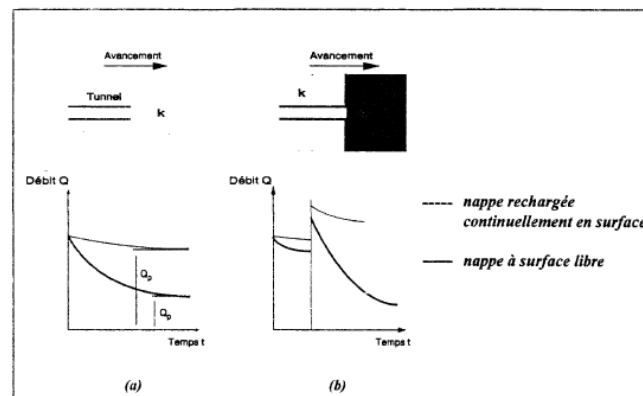


Figure 1.24 : Evolution au cours du temps du débit entrant dans un tunnel selon les conditions Hydrogéologiques rencontrées.

CHAPITRE 2

Méthode de résolution

Introduction

- Au stade des études préliminaires on dimensionne souvent les O.S à partir de la classification des massifs rocheux (rapidité d'emploi donc : économie)

- Existence de plusieurs méthodes de classification

1. Méthode de l'AFTES

2. Méthode de Z. Bieniawski

3. Méthode de N. Barton

4. Méthode de convergence confinement

1/Classification selon l'AFTES

Les critères retenus par l'AFTES pour le choix du soutènement sont :

- La résistance de la roche
- Les discontinuités
- L'altérabilité
- Les conditions hydrogéologiques
- Les contraintes naturelles

Pour chacun des critères une classification du terrain est opérée et des indications sont

Données pour orienter le choix du type de soutènement

On tient en compte aussi des dimensions de la cavité, du procéder de creusement et la Sensibilité aux tassements, on distingue 4 classes principales de soutènement suivant leur mode de d'action par rapport au terrain

1.1/Les quatre principales classes de soutènement

a. Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant, ce sont essentiellement :

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

b. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armatures du terrain encaissant

- Boulonnage et béton projeté
- Boulonnage et cintres légers
- Boulonnage, cintres légers et béton projeté
- Les boulons sont à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine)
- Les boulons sont à ancrage réparti (scellé à la résine) et au mortier
- Barres foncées

c. Les soutènement agissant par supportage

- Cintres lourds-cintres légers-plaques métalliques assemblées-voussoir en béton-tubes perforées (voûte parapluie) -boucliers

d. Soutènement agissant par consolidation du terrain et modification des caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques

- Par injection de consolidation

- Par injection d'air comprimé
- Par congélation

2/ classification selon Z. Bieniawski (1973-1983)

Bieniawski a publié en 1976 les détails d'une classification des masses rocheuses intitulée Geomechanics Classification or the Rock Mass Rating (RMR) system. Depuis la version originale, certaines modifications ont été apportées. Désormais, plusieurs variantes de la classification de Bieniawski sont disponibles. Les versions 1976 et 1989 sont les plus couramment utilisées.

La classification de Bieniawski prévoit l'évaluation de différents paramètres pour chacun desquels un coefficient numérique est attribué suivant le barème présenté dans le Tableau. La somme de ces coefficients détermine la valeur du RMR, qui peut varier entre 0 et 100.

Les six paramètres suivants sont nécessaires pour estimer la résistance à la compression d'un massif rocheux en utilisant le système RMR :

1. la résistance à la compression unie axiale de la roche,
2. la valeur de l'indice RQD pour la masse rocheuse,
3. l'espacement des discontinuités,
4. l'état des discontinuités,
5. les conditions hydrauliques,
6. l'orientation des discontinuités.

Paramètres		Coefficients							
	Résistance de la roche	Indice Franklin	>8 MPa	4-8 MPa	2-4 Mpa	1-2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 Mpa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Note		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		>3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	< 50mm		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continues Eponte en contact	Surfaces rugueuses non rugueuses Epaisseur < 1 mm	Eponte non rugueuses Eponte altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm	Eponte altérées	1 à 5 mm joints continus	Remplissage mou > 5 mm ou joints ouverts > 5 mm joints continus
	Note		25	20	12	6	0		

5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau	< 25 l/min	25-125 l/min	> 25 l/min
		Pression d'eau contrainte principale	0	0.0-0.2	0.2-0.5	> 0.5
		Hydrogéologie	Complètement sec	(eau interstitielle)	Suintements	Pression d'eau modérée
	Note		10	7	4	0

Tableau 1: Tableau récapitulatif de classification des roches et notes de pondération

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

Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Tableau 2 : note d'ajustement pour l'orientation des joints

Note globale	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4 m de portée	1 semaine pour 3 m de portée	5 heures pour 1,5 m de portée	10mn pour 0,5 m de portée

Tableau 3 : classé de rocher suivant la classification de Z. Bieniawski après application de la note d'ajustement

Classe de la roche	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	DOULONG D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETÉ			CINTRES METALLIQUES	
	Espace-ment	Complément d'ancrage	Voûte	Pié-droits	Complément de soutènement	Type	Espace-ment
1	GÉNÉRALEMENT PAS NECESSAIRE						
2	1,5-2,0 m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	non rentable	
3	1,0-1,5 m	treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	cintres légers	1,5-2,0 m
4	0,5-1,0 m	treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0,7-1,5m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0,7 m

Tableau 4 : Recommandation du soutènement d'après Z. Bieniawski

3/ classification selon N. Barton

Les paramètres descriptifs du massif sont les suivants :

- La fracturation caractérisée par le R.Q.D (R.Q.D)
- Le nombre de famille de discontinuité (Jn)
- La rugosité de la discontinuité (Jr)
- L'altération des discontinuités (Ja)
- L'effet de l'eau (Jw)

- Le facteur de contrainte SRF (Stress Réduction Factor) dont la valeur est déterminée par :
 - ✚ Soit en fonction de l'importance des zones d'altération (ou de cisaillement) et de la profondeur
 - ✚ Soit en fonction du rapport de résistance de la roche à la contrainte initiale pour les roches compétentes, c'est-à-dire plus aptes à se rompre qu'à se déformer
 - ✚ Soit en fonction de la déformabilité du rocher si celle-ci est importante
 - ✚ Soit en fonction de la pression gonflante pour une roche gonflante

6 paramètres de base

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{S.R.F.}$$

R.Q.D. Fracturation

J_n Nombre de familles de discontinuités

$\frac{R.Q.D.}{J_n}$

J_r Rugosité du joint

$\frac{J_r}{J_a}$

J_a Altération du joint

--> Soutènement

J_w Effet de l'eau

$\frac{SPAN}{E.S.R.}$

S.R.F. Facteur de contrainte

4/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 elle 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 constitue 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 Pante.

a) Hypothèses

L'hypothèse forte est la considération unidimensionnelle du problème :

- Hypothèse des déformations planes ;
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ($K_0 = 1$) 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 :

$$\sigma_0 = \gamma H$$

b) Courbe de convergence

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain que se dé confine progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une pression fictive en paroi. Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front. P_i varie ainsi de σ_0 à 0, de l'état de contrainte initial à l'état entièrement dé confiné. L'évolution de P_i est donc gouvernée par la distance x , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où $x = 0$). On écrit :

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

$\lambda(x)$ est appelé taux de dé confinement car il caractérise l'état du massif à l'endroit x considéré. Il varie de 0 (état initial, en avant du front de taille) à 1 (état complètement dé confiné, loin en arrière du front).

Cette notion de pression fictive — illustrée sur la figure - permet de ne considérer qu'une tranche de terrain pour l'étude de l'effet de l'excavation, dans un état mécanique de quasi-déformations planes.

La théorie des milieux continus nous donne ensuite les champs de déplacement et de contrainte autour du tunnel. Là où réside encore une forte incertitude, c'est dans l'équation permettant de définir $\lambda(x)$.

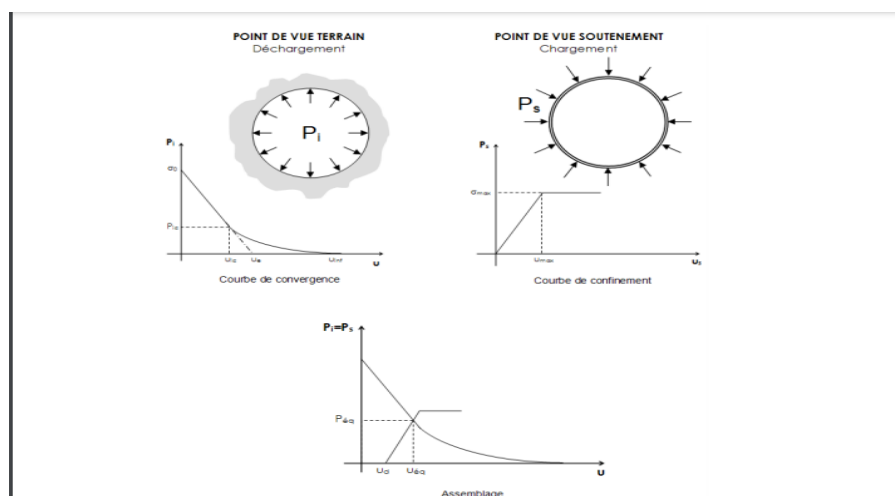


Fig. 2.1 Courbes de convergence, de confinement et assemblage.

Plusieurs auteurs ont proposé des formules, nous en retiendrons une, la plus simple, lorsque le terrain reste en élasticité :

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

α et m_0 sont deux constantes (on prendra respectivement 0.25 et 0.75) et R le rayon d'excavation. La courbe de convergence (Fig. 2.1) est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi u en fonction de la pression fictive P_i , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe paramétrique — de paramètre x — qui se représente sur un graphe (P_i, u). La théorie de l'élasto-plasticité permet d'obtenir l'équation de cette courbe pour des critères simples (Mohr-Coulomb par exemple). Le détail des calculs sort du cadre de ce cours, nous nous contenterons simplement de distinguer deux phases et de donner les principaux résultats : — Une phase élastique, de $u = 0$ à $u = u_{ic}$. Le terrain se déconfiné progressivement de manière linéaire. Par prolongement de la droite sur l'axe des abscisses, on obtient le pseudo-déplacement élastique u_e . L'expression simple de u_e donne une première approximation des déplacements

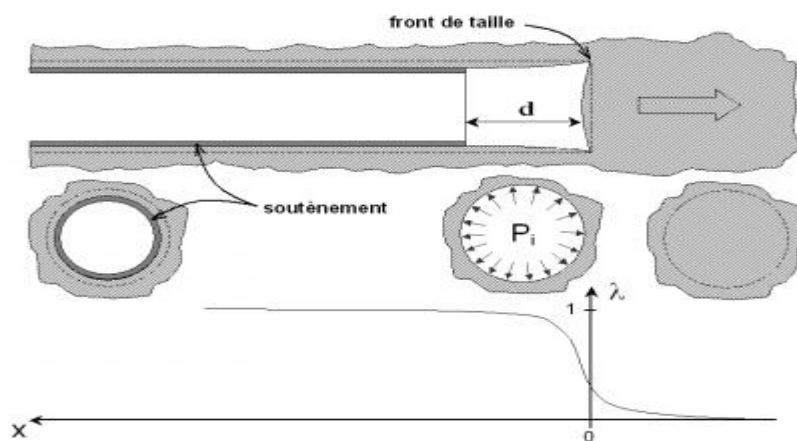


Fig 2.2 : Notion de pression fictive et de déconfinement autour du front de taille tunnels :

$$U_e = ((1 + \nu) / E) R \sigma_0$$

– Une phase plastique, de $u = u_{ic}$ à $u = u_{inf}$. Le terrain en paroi passe dans un état de déformations irréversible. Il y a rupture par excès de compression, par écrasement. Parfois la courbe ne recoupe pas l'axe des abscisses, et la paroi se referme sur elle-même (très grandes déformations). L'état plastique est à éviter, c'est un des rôles du soutènement. Pour le critère de Mohr-Coulomb, l'équation de la courbe plastique est :

$$u = R \frac{(1+\nu)}{E} \left(C_1 + C_2 \left(\frac{R}{R_p} \right)^{K_p-1} + C_3 \left(\frac{R_p}{R} \right)^{\beta+1} \right)$$

Avec :

$$\begin{aligned} C_1 &= -(1-2\nu)(\sigma_0 + H) \\ C_2 &= \left(\frac{(1-\nu)(1+\beta K_p)}{K_p + \beta} - \nu \right) \frac{2(\sigma_0 + H)}{K_p + 1} \\ C_3 &= 2(1-\nu) \frac{(K_p - 1)(\sigma_0 + H)}{K_p + \beta} \\ R_p &= \left[\frac{2(\sigma_0 + H)}{K_p + 1} \frac{R^{K_p-1}}{P_i + H} \right]^{\frac{1}{K_p-1}} \end{aligned}$$

Les constantes du modèle de Mohr-Coulomb non-associé (angle de dilatance ψ) sont exprimées ainsi :

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \\ K_p &= \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned}$$

$$H = \frac{C}{\tan \phi}$$

Enfin, pour tracer la courbe il faut calculer la pression Pic d'apparition de la plasticité :

$$P_{ic} = (2\sigma_0 - H(K_p - 1)) / (K_p + 1)$$

Pour calculer le déplacement maximal du terrain u_{inf} , on utilise les formules ci-dessus en prenant simplement

$$P_i = 0.$$

Lorsque le terrain est de bonne qualité, dans les roches dures par exemple, il se peut que la paroi reste en élasticité durant tout le dé confinement. Un critère très utilisé en travaux souterrains pour déterminer si le massif encaissant risque de rentrer en plasticité est le facteur de stabilité :

$$F = 2\sigma_0 / R_c$$

Avec R_c la résistance en compression simple de la roche ; si $F > 1$ alors il y a risque d'instabilité.

Les figures permettent de visualiser l'influence des différents paramètres du modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb sur la courbe de convergence. Le tunnel de référence qui a servi à l'étude paramétrique est le suivant : $R = 6m$, $\sigma_0 = 1.25MPa$, $\nu = 0.3$, $E = 500MPa$, $\varphi = 20^\circ$, $C = 200kPa$ et $\psi = 0^\circ$.

c) Courbe de confinement

Une deuxième courbe est requise pour la méthode. Il s'agit de la courbe de confinement (Fig.), qui va permettre de caractériser le comportement du soutènement sous son chargement.

Le chargement considéré est purement radial, il s'agit d'une pression appliquée sur tout le pourtour extérieur de la structure. Le calcul du déplacement radial u_s en fonction de la pression appliquée P_s permet de tracer la courbe de confinement sur un graphe identique à celui de la courbe de convergence.

On distingue également deux phases dans les modèles classiques :

- Une phase élastique, de $u_s = 0$ à $u_s = u_{max}$. Le soutènement se comporte linéairement.
- Une phase plastique, après u_{max} . Cette zone correspond à la rupture du soutènement, elle est donc interdite.

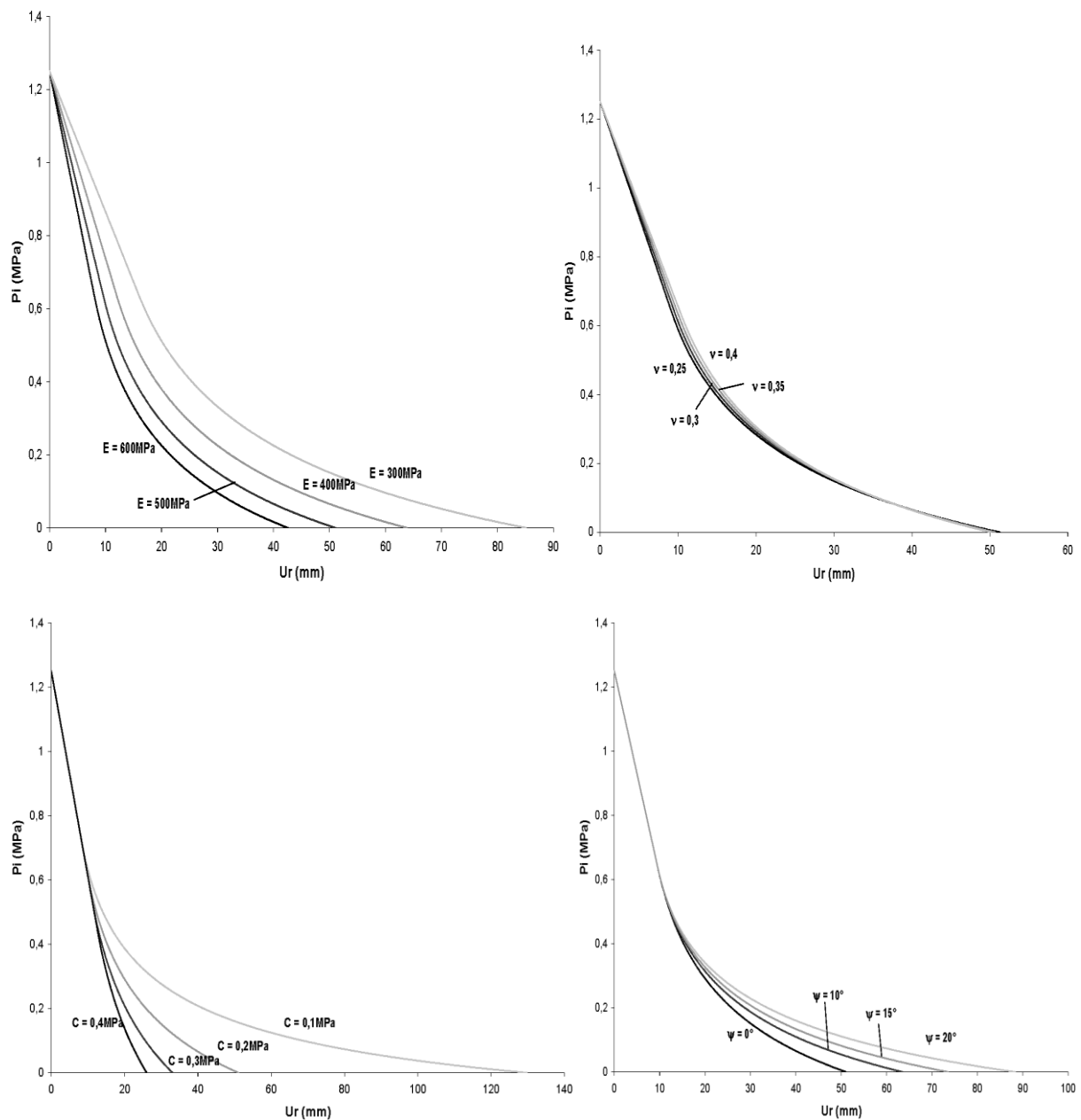


Fig2.3 : Etude paramétrique de la courbe de convergence pour différentes valeurs de E , ν , R , ϕ , C et ψ

A titre d'exemple, en jouant sur le paramètre u_d : un soutènement placé trop près du front de taille sera chargé prématurément et arrivera donc plus rapidement à la rupture. A l'opposé, un soutènement placé trop loin du front n'aura aucun effet, car le terrain se sera déjà presque entièrement déconfiné, voire effondré, et le chargement sera pratiquement nul. Rappelons que le soutènement est aussi là pour limiter la convergence.

5/Méthode analytique (méthode des éléments finis)

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 : 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.

5.1) 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 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.

5.2) 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

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.

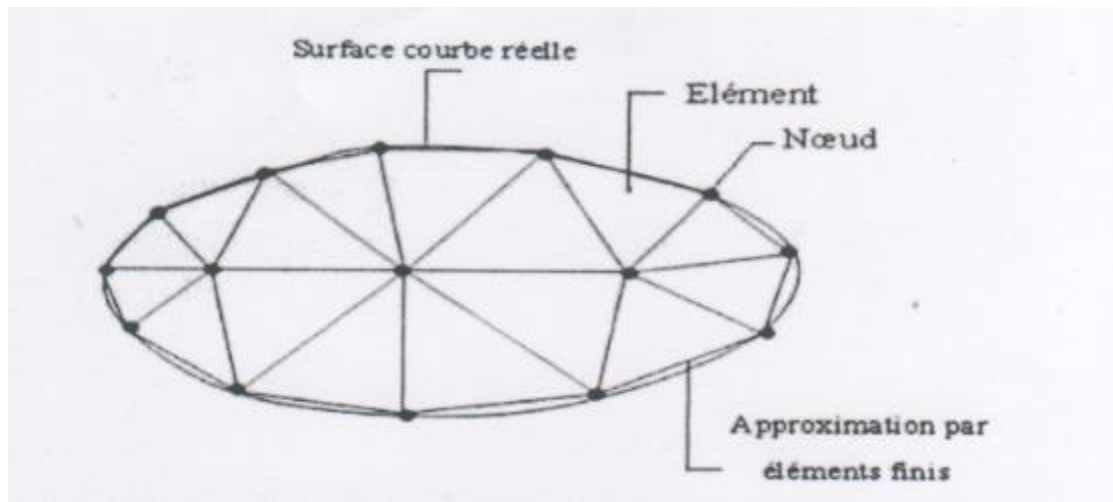


Fig2.4 : Maillage du domaine en triangles à trois nœuds

5.3) 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 $\{U\}$ 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.

5.4) 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.

5.5) Principes des codes de calcul PLAXIS :

Le code commercial PLAXIS se base sur la méthode aux éléments fini. 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.

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 :

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

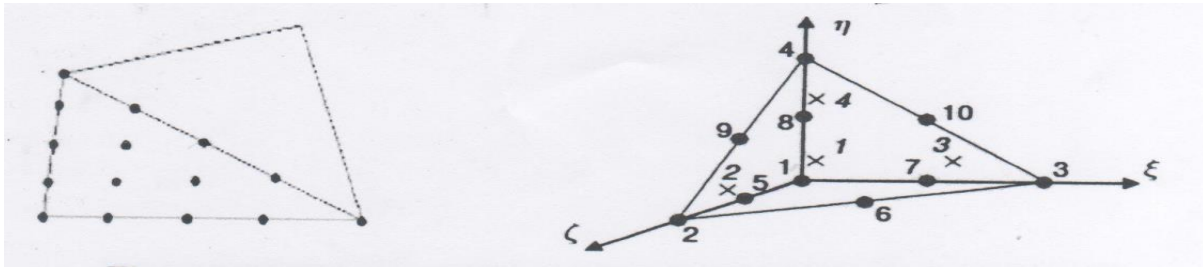


Fig. 2.5: Élément de base dans le maillage dans PLAXIS 2D (gauche) et PLAXIS 3D (droite)

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 « load steps ». 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 lors qu'il y a rupture dans le sol.

Chapitre 03

Étude numérique et analyse paramétrique du projet

I/Etude analytique

. Caractéristique du sol encaissant :

Les caractéristiques des couches du terrain :

Y toit	+3 mètres	-10 mètres	-12 mètres	-17 mètres
	Argile	Sable	Argile profonde	Sable profond
Model	M-C	M-C	M-C	M-C
M _{type}	drainé	drainé	drainé	drainé
γ_{unsat}	15 kN/m ³	16,5 kN/m ³	16 kN/m ³	17 kN/m ³
γ_{sat}	18 kN/m ³	20kN/m ³	18,5 kN/m ³	21 kN/m ³
ϕ	24°	31°	25°	33°
ψ	-	1	-	3
E	1000 kPa	80000kPa	10000kPa	120000kPa
E increment	650 kPa/m (y _{ref} =3m)			
ν	0,33	0,3	0,33	0,3
Cref	5.5kPa	1 kPa	4kPa	1 kPa
R	1	1	0.8	0.8

Tableau3. 1 : Propriétés des éléments de sol et d'interface.

Caractéristique du tunnel :

Diamètre [m]	Profondeur [m]	E beton [KPa]
4	50	30000000

1/Pré-dimensionnement des sections de tunnel circulaire par la Méthode choisie de convergence confinement pour les quatre Types de sols :

A/ sans nappe phréatique :

A.1Cas d'une section de tunnel dans un terrain « SABLEUX » (Sable mou sable profonde)

1.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 3.679 KPa$$

$$\sigma^0 = 1025 > \frac{R_c}{2} = 1.8396 MPa \text{ phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

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

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

$$P_a = \sigma^0(1 - \sin\phi) - C \cos\phi = 466.730 \text{ KPa}$$

Le taux de dé confinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - P_a}{\sigma^0} = 0.545$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

$$\text{Avec : } U_e = \frac{\lambda + \vartheta}{E} \sigma^0 R = 0.022 \text{ m}$$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0.012 \text{ m}$$

→ Pour $P_a < P < \delta \sigma^0$ la courbe caractéristique est un segment de droite:

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{matrix} \delta \sigma^0 = 1025 \\ U = 0 \end{matrix} \right) \quad B \left(\begin{matrix} P = P_a = 466.730 \\ U = U_a = 0.012 \end{matrix} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{-\frac{1}{1 + k_p}}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = 3.384$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	$P \text{ [KPa]}$
0	0	0.012	0	1025
0.545	2.0003325		0.012	466.730
0.602	2.1153845		0.0134	408.155
0.659	2.2558549		0.0153	349.935
0.715	2.4338913		0.0178	291.715
0.772	2.6706471		0.0214	233.495
0.829	3.0093102		0.0272	175.275
0.886	3.5581344		0.0380	117.055
0.943	4.1198486		0.0509	58.835
1	21.987955		1.4504	0.000

Tableau 3.2 : récapitulatif des déplacements dans un terrain sableux

1.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,25	120 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\theta} = 2G = 92307,692 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \theta^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.25m$

$$\frac{4}{0.25} = 16 > 10$$

Donc $Kb = 3906250 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^0) \times \delta_0 = 682,65 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

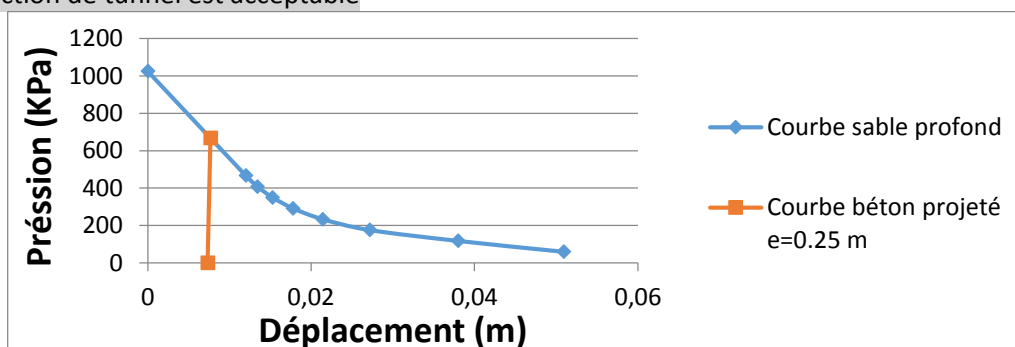
$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} e}{R} = 750 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_s = \frac{Kb}{Kb+2G} * P_0 = 666,891 \text{ KPa}$$

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

→ La section de tunnel est acceptable



Courbe 3.1 MMC du terrain sableux mou-Sable profond encaissant Hsm=25-Hsp=25 m avec e=0,25

A.2 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « Sable mou argile profonde »

1.3 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 12,553 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 962,5 > \frac{R_c}{2} = 6,276 \text{ MPa} \text{ phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

→ 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 rupture :

$$P_a = \sigma^0 (1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 552,394 \text{ KPa}$$

Le taux de déconfinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - P_a}{\sigma^0} = 0,426$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

Avec : $U_e = \frac{\lambda + \nu}{E} \sigma^0 R = 0,250 \text{ m}$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0,107 \text{ m}$$

→ Pour $P_a < P < \delta 0$ la courbe caractéristique est un segment de droite:

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{array}{l} \delta 0 = 962,5 \\ U = 0 \end{array} \right) \quad B \left(\begin{array}{l} P = P_a = 552,394 \\ U = U_a = 0,107 \end{array} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{-\frac{1}{1 + k_p}}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 2,462$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	P [KPa]
0	0	0.107	0	962.5
0.426	2,00055254		0.1070	553.394
0.483	2.1451139		0.1231	497.805
0.540	2.3194617		0.1439	443.135
0.596	2.5334206		0.1717	388.465
0.653	2.8035815		0.2103	333.795
0.710	3.15784473		0.2668	279.125
0.767	3.6474814		0.3559	224.455
0.824	4.3793566		0.5130	169.785
1	34.881077		32.5464	0.00

Tableau 3.3 : récapitulatif des déplacements dans un terrain encaissant argile raide

1.4 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,25	10 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\nu} = 2G = 7692,308\text{KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.25m$

$$\frac{4}{0.25} = 16 > 10$$

Donc $K_b = 3906250\text{KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^0) \times \delta_0 = 641,025 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

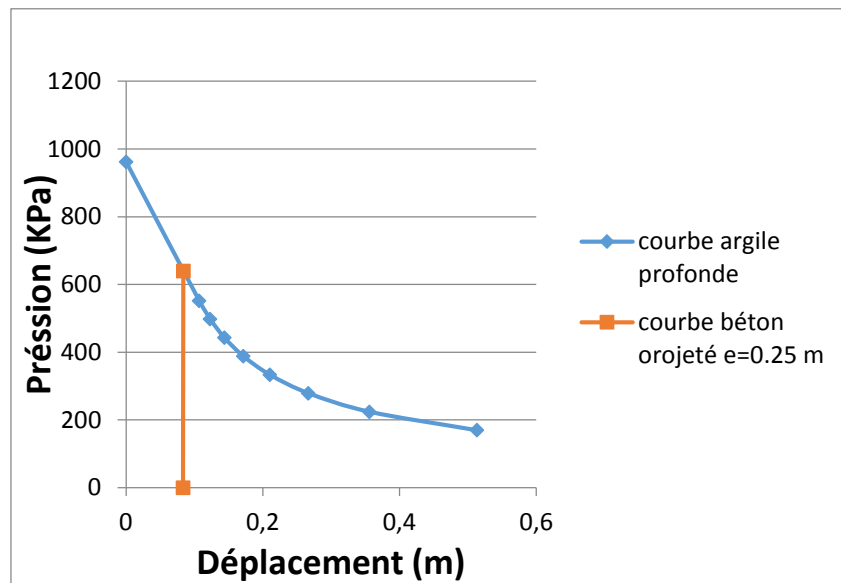
$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} e}{R} = 750 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_S = \frac{Kb}{Kb+2G} * P_0 = 639,765 \text{ KPa}$$

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

→ La section de tunnel est acceptable



Courbe 3.2 convergence confinement du terrain sable mou argile profonde Hsm=25 m et Hap=25 m e=0,25

A.3/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argile molle sable profonde »

1.5 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 3,679 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 975 > \frac{R_c}{2} = 1,839667483 \text{ MPa} \text{ phases (élastiques et élastoplastique)}$$

→ Le début de déformation s'opère de façon élastique tant que la pression fictive de

Soutènement reste supérieur à Pa.

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

$$P_a = \sigma^0 (1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 443,921887 \text{ KPa}$$

Le taux de dé confinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - p_a}{\sigma^0} = 0,545$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

Avec : $U_e = \frac{\lambda + \vartheta}{E} \sigma^0 R = 0,021m$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0,012m$$

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

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{matrix} \delta_0 = 975 \\ U = 0 \end{matrix} \right) \quad B \left(\begin{matrix} P = P_a = 443,921 \\ U = U_a = 0.012 \end{matrix} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{\frac{1}{-1 + k_p}}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = 3,384$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	P [KPa]
0	0	0.012	0	975
0,545	2.00255041		0,0120	443,921
0,602	2.115281519		0,0134	388,245
0,659	2.255714781		0,0153	332,865
0,715	2.433694568		0,0178	277,485
0,772	2.67035631		0,0214	222,105
0,829	3.008842676		0,0272	166,725
0,886	3,557253967		0,0380	111,345
0,943	4,118341002		0,0509	55,965
1	21,53220266		1,3909	0,000

Tableau 3.4: récapitulatif des déplacements dans un terrain encaissant sable danse

1.6 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,25	120 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\nu} = 2G = 92307,692\text{KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.25\text{m}$

$$\frac{4}{0.25} = 16 > 10$$

Donc $Kb = 3906250 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^\circ) \times \delta_0 = 649,35\text{KPa}$$

Pression maximale de soutènement

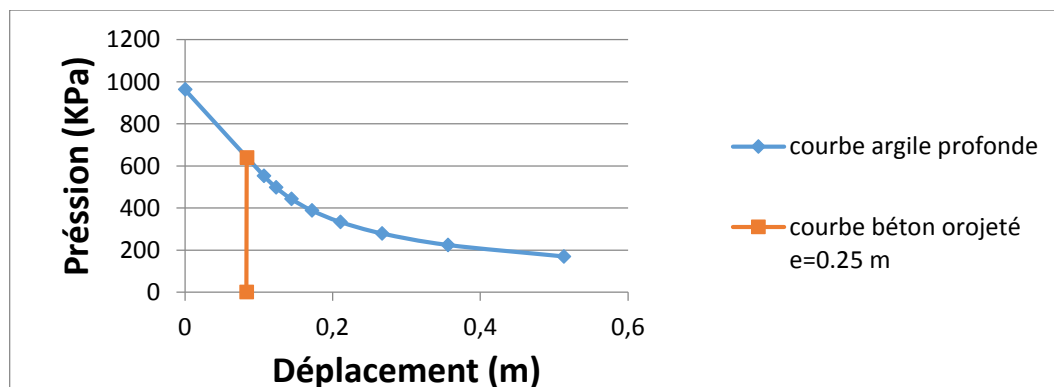
$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} e}{R} = 750 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_s = \frac{Kb}{Kb + 2G} * P_0 = 634,360\text{KPa}$$

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

→ La section de tunnel est acceptable



Courbe3.3 convergence confinement du terrain argile molle sable profonde Hsm=25 m et Hap=25 m e=0,25

2/Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argileux »

2.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 12,553 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 912,5 > \frac{R_c}{2} = 6,276441 \text{ MPa} \text{ phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

→ 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 rupture :

$$P_a = \sigma^0(1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 523,5099 \text{ KPa}$$

Le taux de déconfinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - P_a}{\sigma^0} = 0,426$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

Avec : $U_e = \frac{\lambda + \theta}{E} \sigma^0 R = 0,237 \text{ m}$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0,101 \text{ m}$$

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

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{array}{l} \delta_0 = 912,5 \\ U = 0 \end{array} \right) \quad B \left(\begin{array}{l} P = P_a = 523,5099 \\ U = U_a = 0,237 \end{array} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{\frac{1}{-1 + k_p}}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 2,462$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	$P [KPa]$
0	0	0,101	0	912,5
0,426	2,000068432		0,1010	523,509
0,483	2,144462145		0,1161	471,945
0,540	2,318578841		0,1357	420,115
0,596	2,532208135		0,1619	368,285
0,653	2,801877566		0,1982	316,455
0,710	3,1553653		0,2514	264,625
0,767	3,643660113		0,3352	212,795
0,824	4,37292171		0,4828	160,965
1	33,64240779		28,5782	0,000

Tableau 3.5: récapitulatif des déplacements dans un terrain argileux

2.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,25	10 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\vartheta} = 2G = 7692,308KPa$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \vartheta^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.25m$

$$\frac{4}{0.25} = 16 > 10$$

Donc $K_b = 390625 KPa$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^0) \times \delta_0 = 607,725 KPa$$

Pression maximale de soutènement

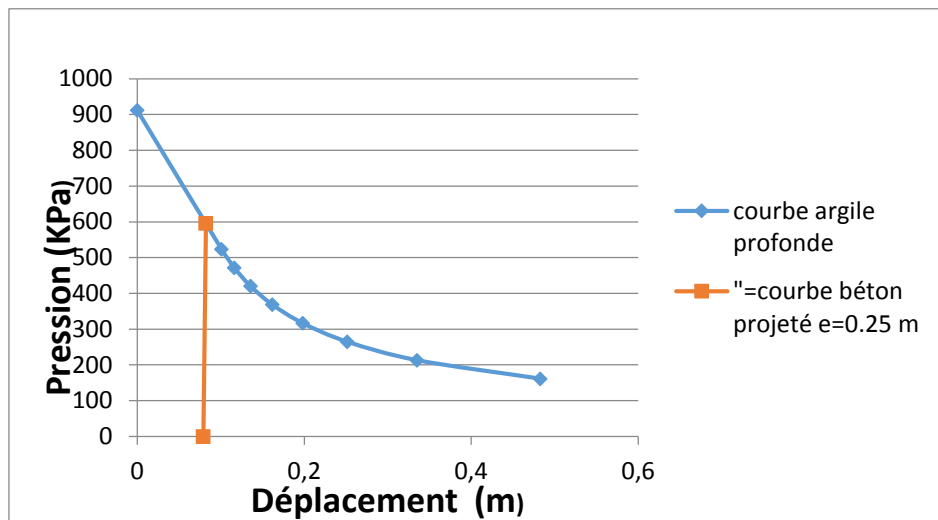
$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} e}{R} = 750 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_S = \frac{Kb}{Kb+2G} * P_0 = 595,989 \text{ KPa}$$

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

→ La section de tunnel est acceptable



Courbe 3.4 convergence confinement du argile Molle - argile profonde Ham=25 Hap=25 m et e=0,25 m

B/ avec nappe phréatique :

B.1 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « sable mou argile profonde » avec NNP = 0 m

1.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 12,553 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 462,5 > \frac{R_c}{2} = 6,276 \text{ MPa} \text{ phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

→ 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 rupture :

$$P_a = \sigma^0 (1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 263,5525668 \text{ KPa}$$

Le taux de dé confinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - p_a}{\sigma^0} = 0,430$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

Avec : $U_e = \frac{\lambda + \vartheta}{E} \sigma^0 R = 0,120m$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0,052m$$

→ Pour $P_a < P < \delta 0$ la courbe caractéristique est un segment de droite :

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{matrix} \delta 0 = 462,5 \\ U = 0 \end{matrix} \right) \quad B \left(\begin{matrix} P = P_a = 263,553 \\ U = U_a = 0,052 \end{matrix} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{\frac{1}{-1 + k_p}}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 2,462$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	P [KPa]
0		0,052	0	462,5
0,430	2,000749256		0,0520	263,553
0,487	2,143848693		0,0597	237,283
0,544	2,31611498		0,0697	211,013
0,601	2,527015306		0,0830	184,743
0,657	2,792490734		0,1014	158,473
0,714	3,139159667		0,1281	132,203
0,771	3,615445349		0,1699	105,933
0,828	4,320839343		0,2427	79,663
1	21,26708329		5,8798	0,000

Tableau 3.6 : récapitulatif des déplacements dans un terrain argile raide

1.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,15	10 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\vartheta} = 2G = 7692,308\text{KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \vartheta^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.15\text{m}$

$$\frac{4}{0.15} = 26.66 > 10$$

Donc $Kb = = 2343750\text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^0) \times \delta_0 = 308,025\text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

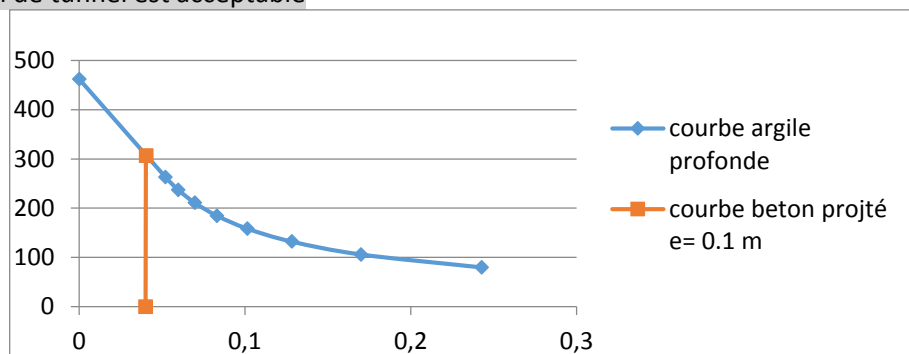
$$P_{b\text{ max}} = \frac{\sigma_{b\text{ max}} e}{R} = 450\text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_S = \frac{Kb}{Kb + 2G} * P_0 = 307,017\text{KPa}$$

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

→ La section de tunnel est acceptable



Courbe 3.5 MMC sable mou-argile prof avec NNP= 0 / HSm = 25m

HAp = 25m

e=0,15m

B.2 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « sableux » avec NNP = 0 m

2.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 3,679 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 525 > \frac{R_c}{2} = 1,839667483 \text{ MPa} \text{ phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

→ 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 rupture :

$$P_a = \sigma^0 (1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 238,6475426 \text{ KPa}$$

Le taux de déconfinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - P_a}{\sigma^0} = 0,545$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

$$\text{Avec : } U_e = \frac{\lambda + \nu}{E} \sigma^0 R = 0,011 \text{ m}$$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0,006 \text{ m}$$

→ Pour $P_a < P < \delta \sigma^0$ la courbe caractéristique est un segment de droite:

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{array}{l} \delta \sigma^0 = 525 \\ U = 0 \end{array} \right) \quad B \left(\begin{array}{l} P = P_a = 238,648 \\ U = U_a = 0,006 \end{array} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{-1 + k_p}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 2,462$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	P [KPa]
0	0	0.006	0	525
0,545	1,998902141		0,0060	238,648
0,602	2,11347742		0,0067	209,055
0,659	2,253261625		0,0076	179,235
0,715	2,430250894		0,0089	149,415
0,772	2,66527204		0,0107	119,595
0,829	3,000679657		0,0135	89,775
0,886	3,541924652		0,0188	59,955
0,943	4,092221746		0,0251	30,135
1	16,61744923		0,4142	0,000

Tableau 3.7 : récapitulatif des déplacements dans un terrain sableux

2.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,15	120 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\nu} = 2G = 92307,692\text{KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.15\text{m}$

$$\frac{4}{0.15} = 26.66 > 10$$

Donc $k_b = 2343750 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^\circ) \times \delta_0 = 349,65 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

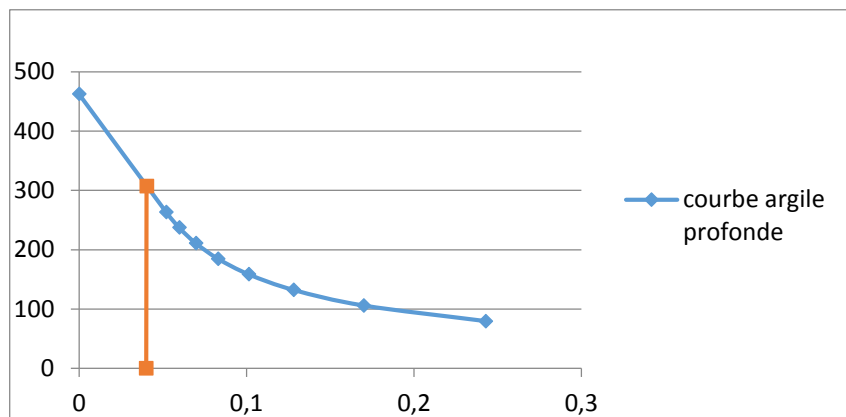
$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} e}{R} = 450 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_S = \frac{Kb}{Kb+2G} * P_0 = 336,401 \text{ KPa}$$

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

→ La section de tunnel est acceptable



Courbe 3.6 MMC sable mou-sable prof avec NNP= 0
HSm = 25m
HAp = 25m
e=0,15m

B.3 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argile molle sable profonde » avec NNP=0m

3.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 3,679 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 475 > \frac{R_c}{2} = 1,839667483 \text{ MPa} \text{ phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

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

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

$$P_a = \sigma^0 (1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 215,8392821 \text{ KPa}$$

Le taux de dé confinement

$$\lambda a = \frac{\sigma^0 - pa}{\sigma^0} = 0,546$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

Avec : $U_e = \frac{\lambda + \vartheta}{E} \sigma^0 R = 0,010m$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0,006m$$

→ Pour $Pa < P < \delta 0$ la courbe caractéristique est un segment de droite :

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{matrix} \delta 0 = 475 \\ U = 0 \end{matrix} \right) \quad B \left(\begin{matrix} P = P_a = 215,839 \\ U = U_a = 0,006 \end{matrix} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{-1 + k_p}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = 3,384$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	P [KPa]
0	0	0.006	0	475
0,546	2,000426739		0,0060	215,839
0,603	2,115279168		0,0067	188,670
0,660	2,25545169		0,0076	161,690
0,716	2,433018159		0,0089	134,710
0,773	2,668970512		0,0107	107,730
0,830	3,006079978		0,0136	80,750
0,887	3,551179781		0,0189	53,770
0,944	4,110564222		0,0253	26,790
1	15,93632943		0,3809	0,000

Tableau 3.8 : récapitulatif des déplacements dans un terrain sable dense

3.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,15	120 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\vartheta} = 2G = 92307,692\text{KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \vartheta^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.15\text{m}$

$$\frac{4}{0.15} = 26.66 > 10$$

Donc $Kb = = 2343750 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^\circ) \times \delta_0 = 316,35 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

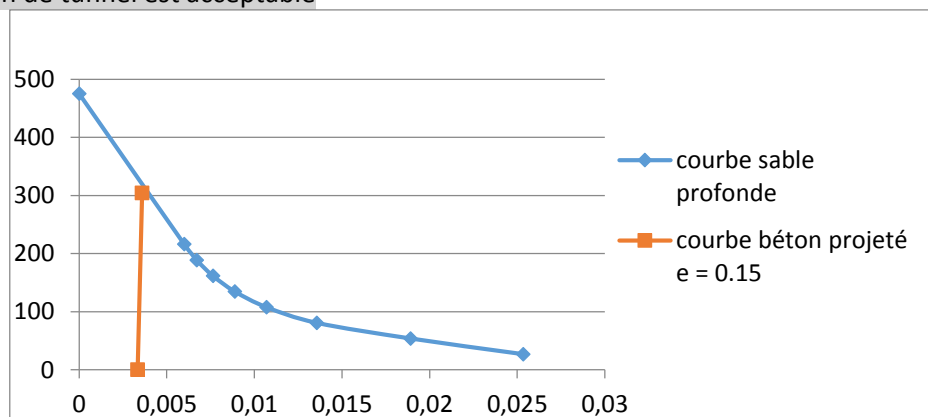
$$P_{b \text{ max}} = \frac{\sigma_{b \text{ max}} e}{R} = 450 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_S = \frac{Kb}{Kb+2G} * P_0 = 304,363\text{KPa}$$

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

→La section de tunnel est acceptable



Courbe 3.7 MMC argile molle-sable profond avec NNP= 0 /HAM = 25m

HSp = 25m

e=0,15 m

B.4 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argileux » avec NNP=0m

4.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 12,553 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 412,5 > \frac{R_c}{2} = 6,276440702 \text{ MPa} \text{ phases (élastiques et élastoplastique)}$$

→ 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 rupture :

$$P_a = \sigma^0 (1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 234,6684198 \text{ KPa}$$

Le taux de déconfinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - P_a}{\sigma^0} = 0,431$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

$$\text{Avec : } U_e = \frac{\lambda + \theta}{E} \sigma^0 R = 0,107 \text{ m}$$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0,046 \text{ m}$$

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

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{array}{l} \delta_0 = 412,5 \\ U = 0 \end{array} \right) \quad B \left(\begin{array}{l} P = P_a = 234,668 \\ U = U_a = 0,046 \end{array} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{\frac{1}{-1 + k_p}}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 2,462$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	$P [KPa]$
0		0.046	0	412,5
0,431	2,000501128		0,0460	234,668
0,488	2,143209227		0,0528	211,283
0,545	2,314924192		0,0616	187,853
0,601	2,525022808		0,0733	164,423
0,658	2,789282647		0,0895	140,993
0,715	3,134001624		0,1130	117,563
0,772	3,606901572		0,1496	94,133
0,829	4,305676836		0,2132	70,703
1	19,69596691		4,4612	0,000

Tableau 3.9 : récapitulatif des déplacements dans un terrain argileux

4.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,15	10 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\nu} = 2G = 7692,308 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.15m$

$$\frac{4}{0.15} = 26.66 > 10$$

Donc $K_b = 234375 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^0) \times \delta_0 = 274,725 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

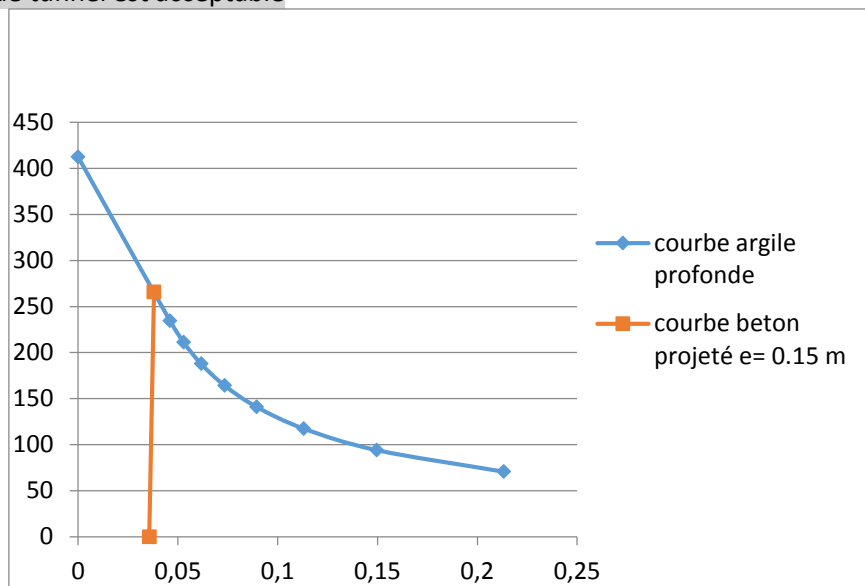
$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} e}{R} = 450 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_S = \frac{Kb}{Kb+2G} * P_0 = 265,995 \text{ KPa}$$

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

→ La section de tunnel est acceptable



Courbe 3.8 MMC argile mole - argile prof avec NNP = 0 m
HAm = 25m
HAp = 25m
e = 0,15 m

B.5 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argileux » avec NNP=15m

5.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 12,553 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 562,5 > \frac{R_c}{2} = 6,2764407 \text{ MPa} \text{ phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

→ 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 rupture :

$$P_a = \sigma^0(1 - \sin\phi) - C \cos\phi = 321,320861 \text{ KPa}$$

Le taux de dé confinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - p_a}{\sigma^0} = 0,429$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

Avec : $U_e = \frac{\lambda + \vartheta}{E} \sigma^0 R = 0,146 \text{ m}$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0,063 \text{ m}$$

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

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{matrix} \delta_0 = 562,5 \\ U = 0 \end{matrix} \right) \quad B \left(\begin{matrix} P = P_a = 321,320 \\ U = U_a = 0,063 \end{matrix} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{-\frac{1}{1 + k_p}}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = 2,462$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	P [KPa]
0	0	0,063	0	562,5
0,429	2,001302912		0,0630	321,320
0,486	2,145015206		0,0725	289,238
0,543	2,318143295		0,0846	257,288
0,599	2,530295053		0,1008	225,338
0,656	2,797666435		0,1233	193,388
0,713	3,147376611		0,1560	161,438
0,770	3,628948452		0,2074	129,488
0,827	4,344706194		0,2973	97,538
1	24,25999764		9,2696	0,000

Tableau 3.10 : récapitulatif des déplacements dans un terrain argileux

5.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,15	10 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\vartheta} = 2G = 7692,308 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \vartheta^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.15m$

$$\frac{4}{0.15} = 26.66 > 10$$

Donc $Kb = 2343750 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^o) \times \delta_0 = 374,625 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

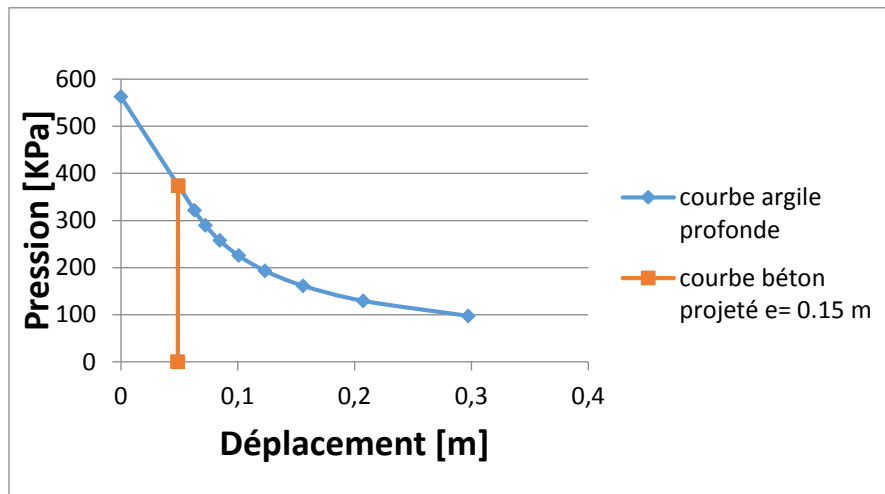
$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} e}{R} = 450 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_S = \frac{Kb}{Kb + 2G} * P_0 = 373,399 \text{ KPa}$$

$P_{bmax} > P_s$ Donc la section de tunnel est acceptable.

→ La section de tunnel est acceptable



Courbe3.9 convergence confinement argile molle-argile profonde avec NNP H= 15m
Ham = 10 m
Hap = 25 m
e=0,15 m

B.6 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argile molle sable profonde » avec NNP=15m

6.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 14,717 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 355 > \frac{R_c}{2} = 7,358669932 \text{ MPa} \text{ phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

→ 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 rupture :

$$P_a = \sigma^0 (1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 158,5818801 \text{ KPa}$$

Le taux de déconfinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - p_a}{\sigma^0} = 0,553$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

Avec : $U_e = \frac{\lambda + \nu}{E} \sigma^0 R = 0,008 \text{ m}$

$$u_a = \lambda_a u_e = 0,004m$$

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

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{matrix} \delta_0 = 355 \\ U = 0 \end{matrix} \right) B \left(\begin{matrix} P = P_a = 158,581 \\ U = U_a = 0,004 \end{matrix} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p+1} \frac{(k_p-1)\sigma^0 + R_c}{(1-\lambda)(k_p-1)\sigma^0 + R_c} \right]^{-1+k_p}$$

$$K_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = 3,384$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	P [KPa]
0	0	0.004	0	355
0,553	2,012258208		0,0040	158,581
0,610	2,129471328		0,0045	138,521
0,667	2,272943238		0,0052	118,357
0,723	2,455454162		0,0060	98,193
0,780	2,6994642		0,0073	78,029
0,837	3,05150239		0,0093	57,865
0,894	3,631171896		0,0132	37,701
0,951	4,913822929		0,0241	17,537
1	14,11042501		0,1991	0,000

Tableau 3.11 : récapitulatif des déplacements dans un terrain sable dense

6.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,15	120 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\nu} = 2G = 92307,692 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.15 \text{ m}$

$$\frac{4}{0.15} = 26.66 > 10$$

Donc $Kb = 2343750 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^\circ) \times \delta_0 = 236,43 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

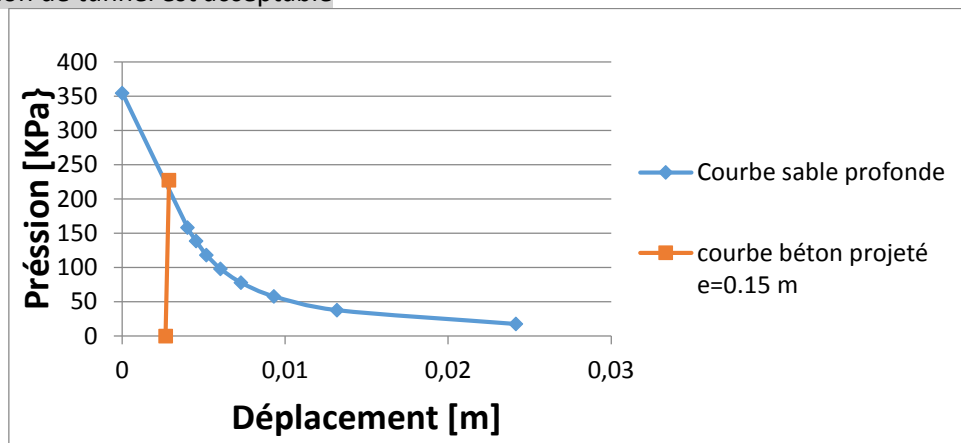
$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} e}{R} = 450 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_S = \frac{Kb}{Kb + 2G} * P_0 = 227,471 \text{ KPa}$$

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

→ La section de tunnel est acceptable



courbe3.10 MMC du terrain Argile molle - Sablr profonde avec NNP H= 15m

Ham = 10m

Hsp = 25m

e= 0,15 m

B.7 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « sable mou argile profonde » avec NNP=15m

7.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 12,553 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 612,5 > \frac{R_c}{2} = 6,276 \text{ MPa} \text{ phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

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

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

$$P_a = \sigma^0(1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 350,2050077 \text{ KPa}$$

Le taux de dé confinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - P_a}{\sigma^0} = 0,428$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

Avec : $U_e = \frac{\lambda + \nu}{E} \sigma^0 R = 0,159 \text{ m}$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0,068 \text{ m}$$

→ Pour $P_a < P < \delta \sigma^0$ la courbe caractéristique est un segment de droite :

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{array}{l} \delta \sigma^0 = 612,5 \\ U = 0 \end{array} \right) \quad B \left(\begin{array}{l} P = P_a = 350,205 \\ U = U_a = 0,068 \end{array} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{-\frac{1}{1 + k_p}}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 2,462$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	$P [KPa]$
0	0	0.068	0	612,15
0,428	2,000196773		0,0680	350,205
0,485	2,143895702		0,0781	315,560
0,542	2,317021987		0,0913	280,770
0,598	2,529194198		0,1087	245,980
0,655	2,79662841		0,1330	211,190
0,712	3,146486182		0,1683	176,400
0,769	3,628389689		0,2238	141,610
0,826	4,344935099		0,3209	106,820
1	25,69345464		11,2226	0,000

Tableau 3.12 : récapitulatif des déplacements dans un terrain argile raide

7.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,15	10 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\nu} = 2G = 7692,308 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.15m$

$$\frac{4}{0.15} = 26.66 > 10$$

Donc $k_b = 2343750 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^\circ) \times \delta_0 = 407,925 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

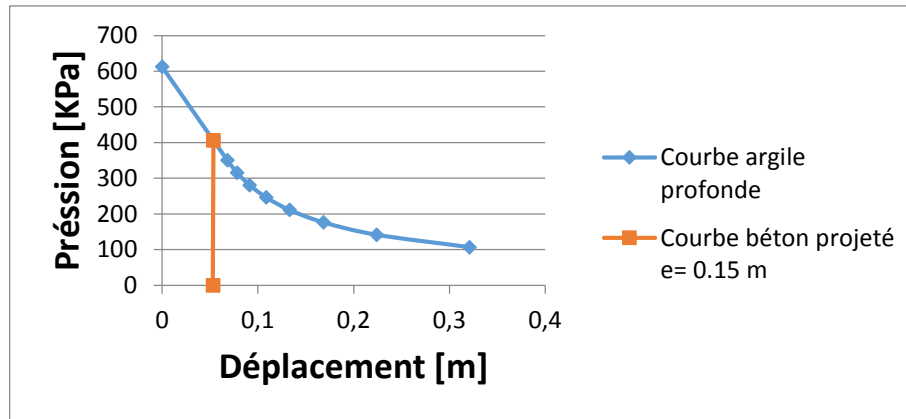
$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} e}{R} = 450 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_s = \frac{K_b}{K_b + 2G} * P_0 = 406,591 \text{ KPa}$$

$P_{bmax} > P_s$ Donc la section de tunnel est acceptable.

→ La section de tunnel est acceptable



Courbe3.11 MMC du terrain sable mou - argil prof avec NNP H= 15m
Hsm = 10 m
Hap = 25 m
e= 0,15m

B.8 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « sableux » avec NNP=15m

8.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 3,679 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 675 > \frac{R_c}{2} = 1,839667483 \text{ MPa phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

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

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

$$P_a = \sigma^0 (1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 307,072324 \text{ KPa}$$

Le taux de déconfinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - P_a}{\sigma^0} = 0,545$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

Avec : $U_e = \frac{\lambda + \nu}{E} \sigma^0 R = 0,015 \text{ m}$

$$u_a = \lambda_a u_e = 0,008m$$

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

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{matrix} \delta_0 = 675 \\ U = 0 \end{matrix} \right) \quad B \left(\begin{matrix} P = P_a = 307,072 \\ U = U_a = 0,008 \end{matrix} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p+1} \frac{(k_p-1)\sigma^0 + R_c}{(1-\lambda)(k_p-1)\sigma^0 + R_c} \right]^{\frac{1}{-1+k_p}}$$

$$K_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = 3,384$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	P [KPa]
0	0	0.008	0	675
0,545	1,999553322		0,0080	307,072
0,602	2,1143448		0,0089	268,785
0,659	2,254440818		0,0102	230,445
0,715	2,431905736		0,0118	192,105
0,772	2,667714211		0,0142	153,765
0,829	3,004597875		0,0181	115,425
0,886	3,549272295		0,0252	77,085
0,943	4,104710641		0,0337	38,745
1	18,4598323		0,6815	0,000

Tableau 3.13 : récapitulatif des déplacements dans un terrain sableux

8.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

E_b KPa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,15	120 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\nu} = 2G = 92307,692 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.15m$

$$\frac{4}{0.15} = 26.66 > 10$$

Donc $Kb = 2343750 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^0) \times \delta_0 = 449,55 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

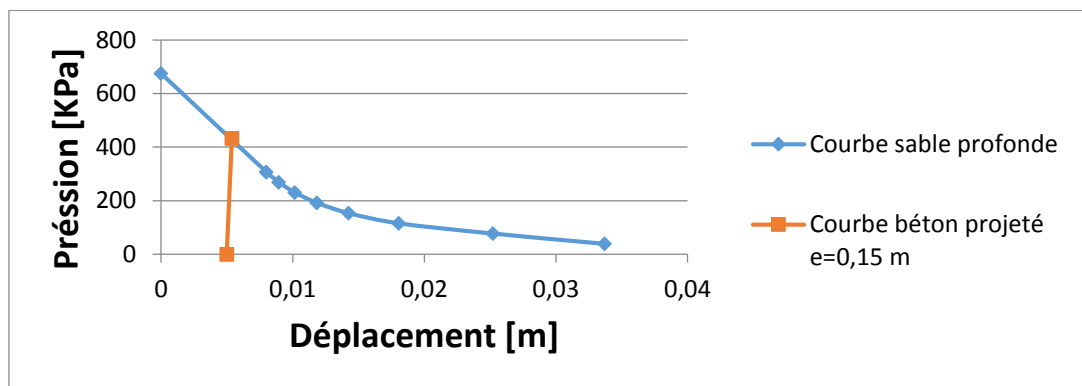
$$P_{b \text{ max}} = \frac{\sigma_{b \text{ max}} e}{R} = 450 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_s = \frac{Kb}{Kb + 2G} * P_0 = 432,516 \text{ KPa}$$

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

→ La section de tunnel est acceptable



Courbe 3.12 MMC de terrain sableux mou -sable profond encaissant avec NNP = 15m

$H_{sp} = 25m$

$H_{sM} = 10m$

avec $e = 0,15m$

B.9 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argileux » avec NNP=25 m »

9.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 12,553 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 662,5 > \frac{R_c}{2} = 6,276440702 \text{ MPa} \text{ phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

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

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

$$P_a = \sigma^0(1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 379,0891547 \text{ KPa}$$

Le taux de déconfinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - P_a}{\sigma^0} = 0,428$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

Avec : $U_e = \frac{\lambda + \nu}{E} \sigma^0 R = 0,172 \text{ m}$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0,074 \text{ m}$$

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

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{matrix} \delta_0 = 662,5 \\ U = 0 \end{matrix} \right) \quad B \left(\begin{matrix} P = P_a = 379,089 \\ U = U_a = 0,074 \end{matrix} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{\frac{1}{-1 + k_p}}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 2,462$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	P [KPa]
0	0	0,079	0	662,5
0,428	2,001241076		0,0740	379,089
0,485	2,145299872		0,0851	341,320
0,542	2,318921571		0,0995	303,690
0,598	2,531798959		0,1186	266,060
0,655	2,800282427		0,1460	228,430
0,712	3,151796401		0,1838	190,800
0,769	3,636538836		0,2447	153,170
0,826	4,358588648		0,3514	115,540
1	27,09086022		13,5774	0,000

Tableau 3.14 : récapitulatif des déplacements dans un terrain argileux

9.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,15	10 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\vartheta} = 2G = 92307,692 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \vartheta^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.15m$

$$\frac{4}{0.15} = 26.6 > 10$$

Donc $K_b = 234375 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^\circ) \times \delta_0 = 441,225 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

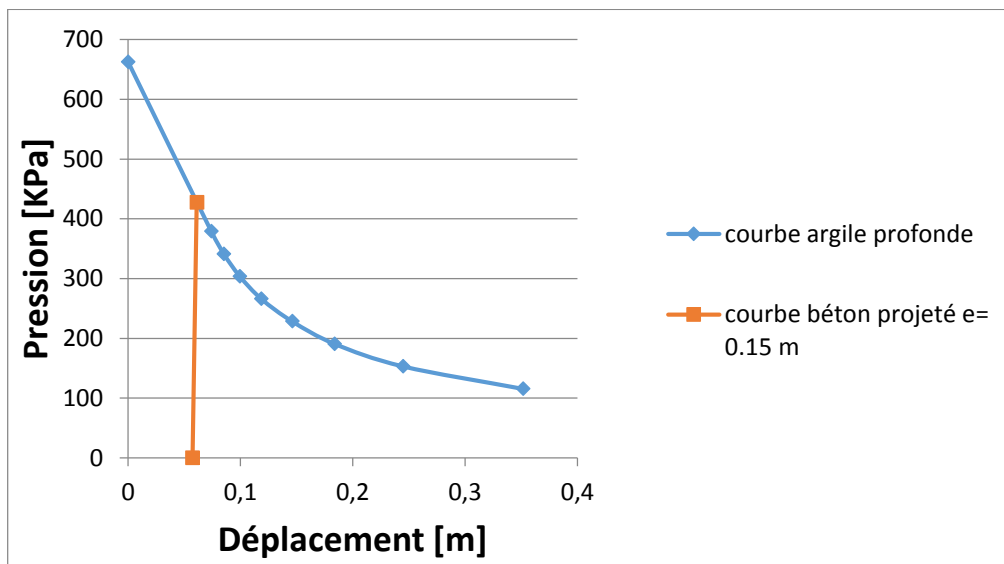
$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} e}{R} = 600 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_S = \frac{Kb}{Kb+2G} * P_0 = 427,204 \text{ KPa}$$

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

→ La section de tunnel est acceptable



courbe3.13 convergence confinement argile molle-argile profonde avec NNP H= 25m

Ham = 0 m

Hap = 25 m

e=0,15 m

B.10 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « argile molle sable profonde » avec NNP=25 m

10.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 3,679 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 725 > \frac{R_c}{2} = 1,839667483 \text{ MPa phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

→ Le début de déformation s'opère de façon élastique tant que la pression fictive de

Soutènement reste supérieur à Pa.

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

$$P_a = \sigma^0(1 - \sin\phi) - C \cos\phi = 329,8805845 \text{ KPa}$$

Le taux de déconfinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - p_a}{\sigma^0} = 0,545$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

Avec : $U_e = \frac{\lambda + \vartheta}{E} \sigma^0 R = 0,016 \text{ m}$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0,009 \text{ m}$$

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

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{matrix} \delta_0 = 725 \\ U = 0 \end{matrix} \right) \quad B \left(\begin{matrix} P = P_a = 329,880 \\ U = U_a = 0,009 \end{matrix} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{\frac{1}{-1 + k_p}}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = 3,384$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	P [KPa]
0	0	0,009	0	725
0,545	1,999710446		0,0090	329,880
0,602	2,114554518		0,0101	288,695
0,659	2,254725994		0,0114	247,515
0,715	2,432306076		0,0133	206,335
0,772	2,668305314		0,0160	165,155
0,829	3,005547016		0,0203	123,975
0,886	3,551055049		0,0284	82,795
0,943	4,107749273		0,0380	41,615
1	19,02027567		0,8140	0,000

Tableau 3.15 : récapitulatif des déplacements dans un terrain sable dense

10.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,15	120 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\nu} = 2G = 92307,692 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.15 \text{ m}$

$$\frac{4}{0.16} = 25 > 10$$

Donc $K_b = 2500000 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^o) \times \delta_0 = 482,85 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

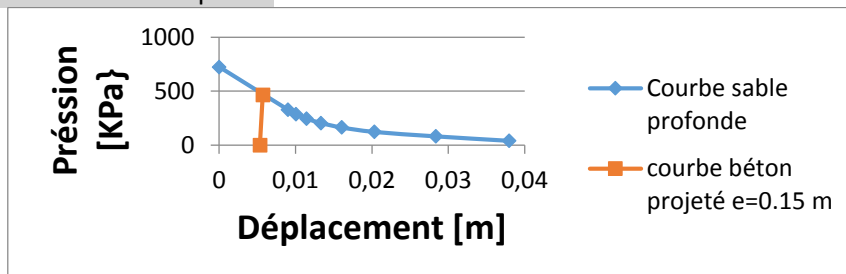
$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} e}{R} = 480 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_s = \frac{K_b}{K_b + 2G} * P_0 = 465,657 \text{ KPa}$$

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

→ La section de tunnel est acceptable



courbe 3.14 MMC du terrain Argile molle - Sable profonde avec NNP H= 25m

Ham = 0 m

Hsp = 25m

e= 0,15 m

B.11 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « sable mou argile profonde » avec NNP=25 m

11.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 12,553 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 712,5 > \frac{R_c}{2} = 6,276 \text{ MPa phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

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

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

$$P_a = \sigma^0 (1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 407,9733016 \text{ KPa}$$

Le taux de déconfinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - P_a}{\sigma^0} = 0,427$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

Avec : $U_e = \frac{\lambda + \theta}{E} \sigma^0 R = 0,185 \text{ m}$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0,079 \text{ m}$$

→ Pour $P_a < P < \delta \sigma^0$ la courbe caractéristique est un segment de droite:

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{matrix} \delta \sigma^0 = 712,5 \\ U = 0 \end{matrix} \right) \quad B \left(\begin{matrix} P = P_a = 407,973 \\ U = U_a = 0,079 \end{matrix} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{-\frac{1}{1 + k_p}}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 2,462$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	P [KPa]
0	0	0,079	0	712,5
0,427	1,999800236		0,0790	407,973
0,484	2,143730932		0,0908	367,793
0,541	2,317192932		0,1060	327,323
0,597	2,529866115		0,1264	286,853
0,654	2,798078293		0,1546	246,383
0,711	3,149212769		0,1959	205,913
0,768	3,633384034		0,2607	165,443
0,825	4,354472869		0,3745	124,973
1	28,4557146		15,9921	0,000

Tableau 3.16 : récapitulatif des déplacements dans un terrain argile raide

11.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,18	10 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\nu} = 2G = 7692,308 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.15m$

$$\frac{4}{0.18} = 22.22 > 10$$

Donc $Kb = 2812500 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^\circ) \times \delta_0 = 474,525 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

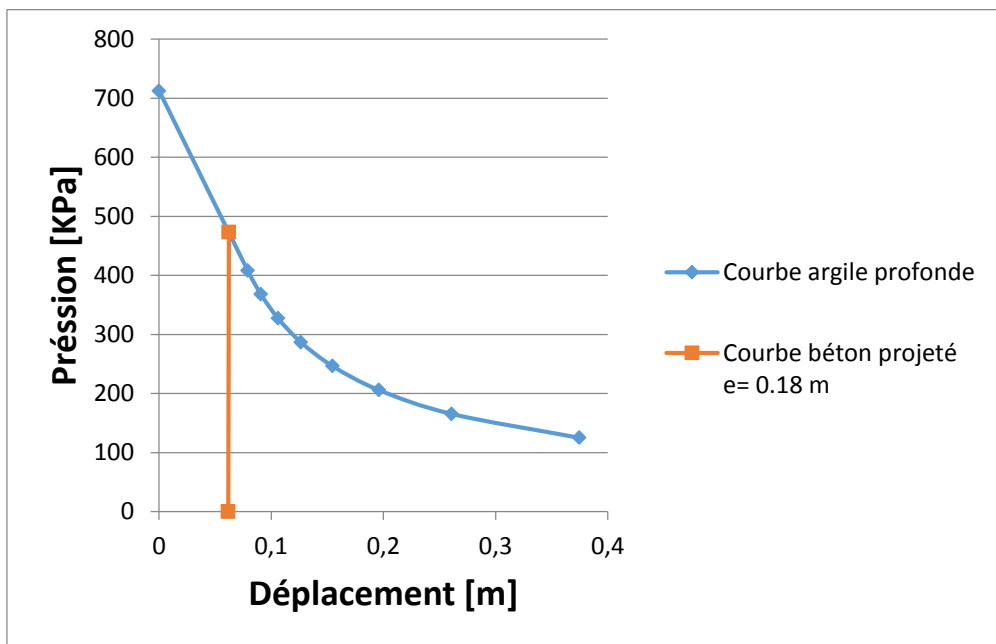
$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} e}{R} = 540 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_S = \frac{Kb}{Kb+2G} * P_0 = 473,231 \text{ KPa}$$

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

→ La section de tunnel est acceptable



**Courbe 3.15 MMC du terrain sable mou - argil prof avec NNP H= 25m
H_{sm} = 0 m
H_{ap} = 25 m
e = 0,18 m**

B12 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « sableux » avec NNP=25 m

12.1 Courbe caractéristique de terrain :

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

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 3,679 \text{ KPa}$$

$$\sigma^0 = 536 > \frac{R_c}{2} = 1,839667483 \text{ MPa} \text{ (phases élastiques et élasto-plastique)}$$

→ 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 rupture :

$$P_a = \sigma^0(1 - \sin\phi) - C \cos\phi = 243,6653599 \text{ KPa}$$

Le taux de dé-confinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - p_a}{\sigma^0} = 0,545$$

Déplacement à la paroi

$$u_a = \lambda_a U_e$$

Avec : $U_e = \frac{\lambda + \vartheta}{E} \sigma^0 R = 0,012 \text{ m}$

$$u_a = \lambda_a U_e = 0,006 \text{ m}$$

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

La courbe passant par les deux points : A et B

$$A \left(\begin{matrix} \delta\sigma = 536 \\ U = 0 \end{matrix} \right) \quad B \left(\begin{matrix} P = P_a = 243,665 \\ U = U_a = 0,006 \end{matrix} \right)$$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \frac{(k_p - 1)\sigma^0 + R_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma^0 + R_c} \right]^{\frac{1}{-1 + k_p}}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = 3,384$$

$$u_\lambda = u_a \left[\left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 \right]$$

λ	$r_p(\lambda)$	u_a	u_λ	P [KPa]
0	0	0,006	0	536
0,545	1,998963312		0,0060	243,665
0,602	2,113557425		0,0067	213,435
0,659	2,253370373		0,0076	182,990
0,715	2,43040347		0,0089	152,546
0,772	2,665497126		0,0107	122,101
0,829	3,001040569		0,0135	91,656
0,886	3,542600656		0,0188	61,211
0,943	4,093368427		0,0251	30,766
1	16,76219436		0,4215	0,000

Tableau 3.17 : récapitulatif des déplacements dans un terrain sableux

12.2 Courbe caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
30 000 000	0,2	0,04	2	0,17	120 000	0,3

Raideur de terrain

$$\frac{E}{1+\vartheta} = 2G = 92307,692\text{KPa}$$

Raideur de soutènement

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \vartheta^2)R}$$

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

. On adopte $e = 0.15m$

$$\frac{4}{0.17} = 23.52 > 10$$

Donc $Kb = 2656250 \text{ KPa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^\circ) \times \delta_0 = 356,976 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

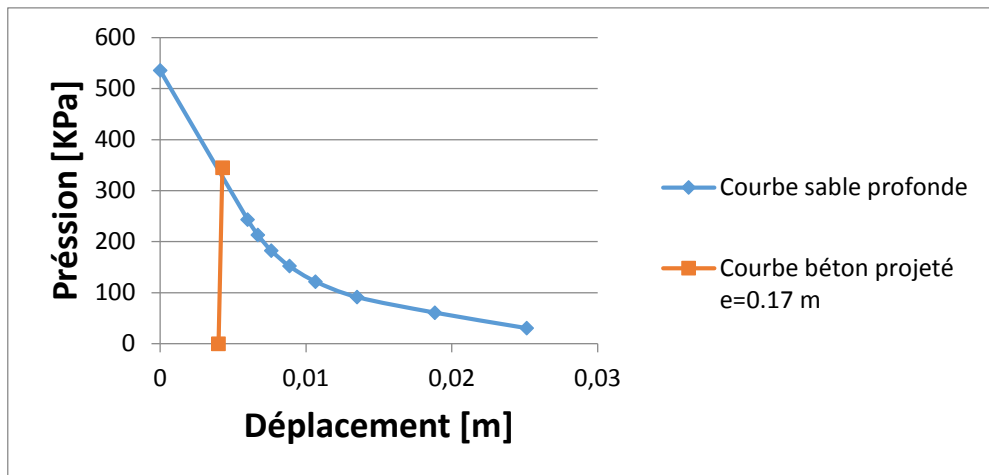
$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} e}{R} = 510 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_S = \frac{Kb}{Kb+2G} * P_0 = 344,987\text{KPa}$$

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

→La section de tunnel est acceptable



**Courbe3.16 MMC de terrain sableux mou -sable profond encaissant avec NNP = 25m
H_{sp} = 25
avec e= 0,17 m**

II. Analyse paramétrique

Introduction

Dans cette analyse paramétrique on va étudier le comportement des tunnels circulaires dans des terrains différents (argile molle, argile profonde, sable profond, sable mou) sans nappe phréatique et avec nappe phréatique.

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 ce fait en déformation plane à l'aide d'élément à 15noeuds, selon les lois de comportements de (Mhor-Coulomb, the soft soil model, the Harding soil model) ainsi que la considération des éléments d'interface sol-structure

1 Etude paramétrique sur le comportement du tunnel dans différents terrains encaissants son nappe phréatique :

1.1 Etude paramétrique sur le comportement du tunnel dans différents terrains encaissants sant NNP :

Les résultats comme suite :

<u>Type du sol</u>	<u>Déplacement</u>	<u>Pression</u>
sm/ap	0,084	639,765
am/sp	0,35	1050
am/ap	0,07	634,36
sm/sp	0,08	666,891

Diagramme : du déplacement sm/sp

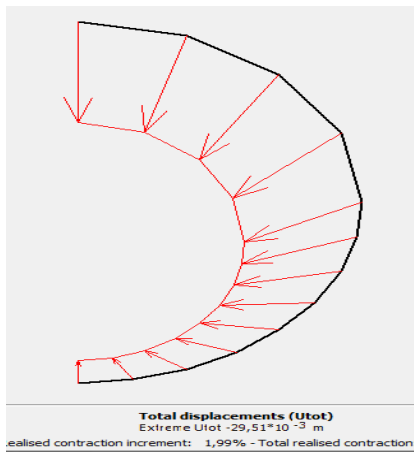


Fig3.22

Diagramme : du pression sm/sp

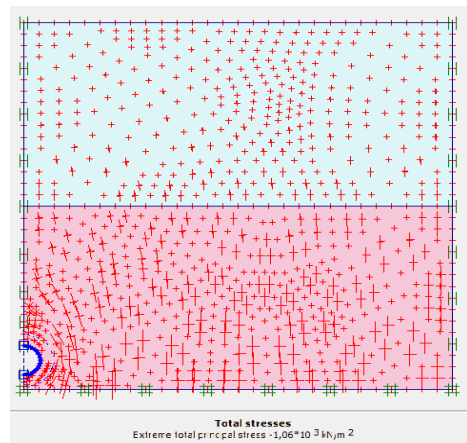


fig3.23

2. Etude paramétrique sur le comportement du tunnel dans différents terrains encaissants avec NNP :

NNP=15

Type du sol	Déplacement	Pression
AM/AP	0,02795	881,23
AM/SP	0,02638	876,34
SM/AP	0,02598	1030
SM/SP	0,02587	1040

Diagramme : du déplacement am/ap

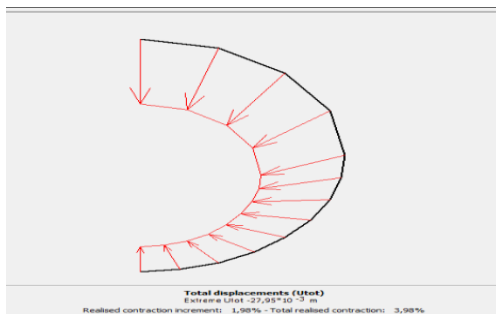


fig3.32

Diagramme : du pression am/ap

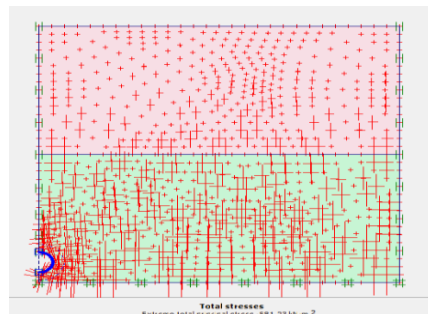
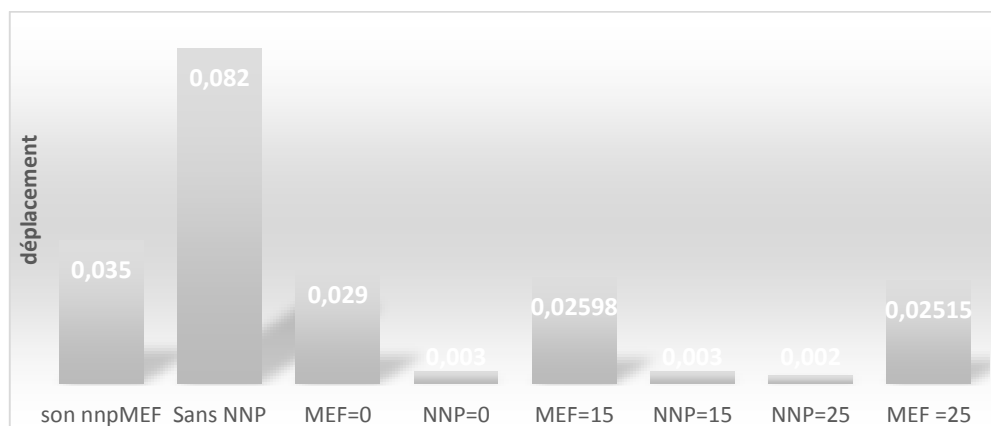


fig3.33

Tableau comparatif des Résultats des divers types des sols encaissant sans et avec NNP

Type de terrain	Déplacements radiaux [m]	pression [kPa]
sans NNP		
sm/ap	0,084	639,765
am/sp	0,35	1050
am/ap	0,07	634,36
avec NNP		
h=0		
sm/sp	0,004	336,401
sm/sp	0,004	336,401
sm/ap	0,0272	928,06
am/ap	0,0265	867,85
am/sp	0,003	355,79
h=15		
sm/sp	0,02587	1040
sm/ap	0,02638	876,34
am/sp	0,02598	1030
h=25		
sm/sp	0,02507	1030
sm/ap	0,02632	909,14
am/ap	0,02706	870,82
am/sp	0,02515	1000

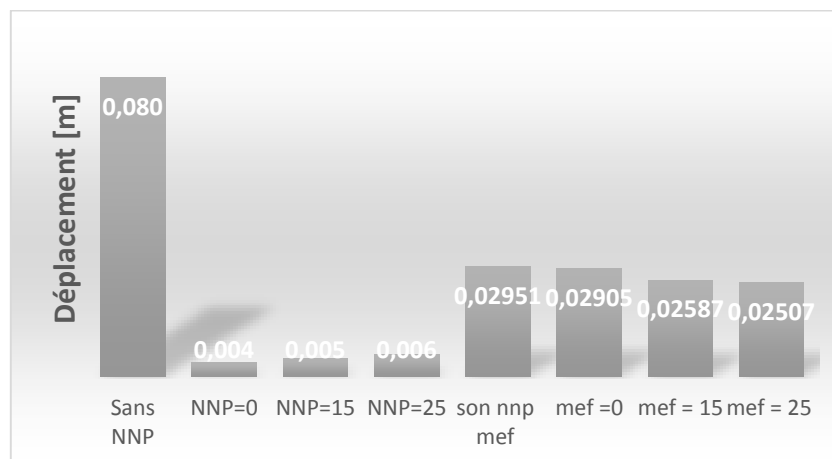
1.2 : La comparaison des résultats analytiques du déplacement radial cas AM-SP :



Histogramme3.1: de l'influence de la nappe phréatique des déplacements radiaux cas argile moll e- sable profonde

- L'étude des histogrammes des déplacements du sol argile molle sable profonde montre que les déplacements sont différents selon la présence de la nappe ou non ainsi que par rapport au niveau de celle-ci selon l'approche numérique et l'approche analytique
- Le déplacement le plus important et observé dans le cas du sol sans NNP.
- Pour le cas de l'argile molle-sable profond, on peut conclure que dans le cas de l'approche MEF la variation des déplacements est comprise entre 17 % et 28% par rapport au cas sans nappe phréatique ce qui est assez significatif
- Aussi, selon la même approche (MEF) la variation des déplacements selon le niveau de la nappe phréatique seulement est comprise entre 10% et 13%
- La présence de la nappe phréatique implique une diminution des déplacements par rapport au cas sans nappe phréatique, car le sol encaissant (sable profond) étant saturé d'eau au repos les vides sont comblés d'eau, et de ce fait, l'eau et le squelette solide présente une certaine cohérence avec l'eau due à l'incompressibilité de l'eau
- En ce qui concerne les résultats de la méthode MCC Les déplacements dans le cas d'un sol sans nappe phréatique sont beaucoup plus importants que les déplacements avec la présence d'une nappe phréatique à différents niveaux. Cela est vraisemblablement dû à la poussée d'Archimède qui a tendance à alléger le poids du complexe eau –sol (γ' déjaugée) |
- La différence des déplacements est très significative entre la MCC la MEF, en faveur de la MCC qui est une méthode empirique donc moins précises que la MEF

1.3 Cas sable mou-sable profond :



Historgamme3.2: de l'influence de la nappe phréatique sur les déplacement radial cas sm/sp

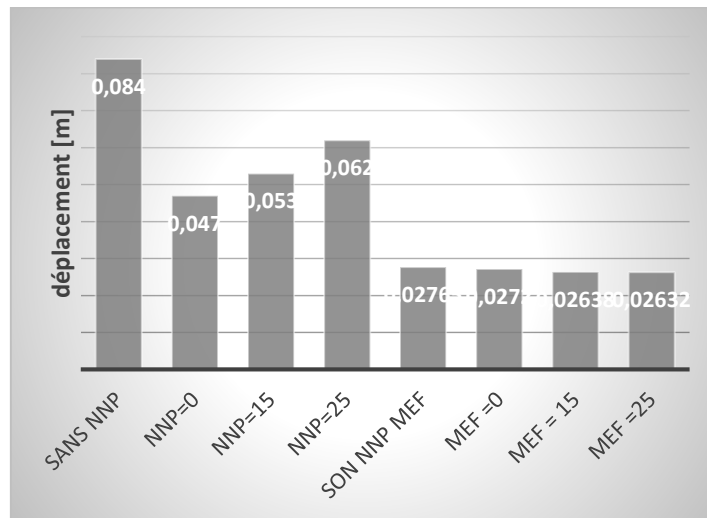
- Les mêmes remarques pour ce cas (AM-SP) que pour le cas précédent(SM-SP)

1.4 Conclusions

- La MEF tiens compte de plusieurs paramètres tels que la loi de comportement (Mohr Coulomb- interaction sol –tunnel).
- Toutefois, la MCC reste une méthode valable pour le pré dimensionnement des tunnels circulaires dans un sol encaissant homogène.

- Aussi à partir de ces deux cas on peut dire que le terrain encaissant n'est affecté par la nature des couche supérieures (AM et SM).

1.5 Cas sable mou argile profonde :



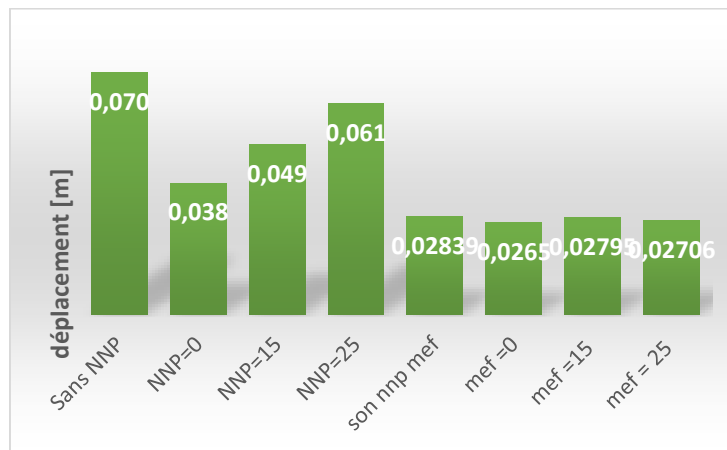
Histogramme3.3: de l'influence de la nnp sur les déplacements radiaux cas sable mou - argile profonde

- L'analyse des résultats selon l'approche MCC montre que l'introduction de la nappe phréatique à différents niveaux entraîne une augmentation des déplacements radiaux suivant la diminution du niveau de la nappe ce qui est logique car on tend vers le cas sans nappe qui donne les déplacements les plus grands
- La variation des déplacements par rapport au cas sans nappe est comprise entre 3.04%-3.23%
- L'étude numérique montre des variations de déplacements pas très significatifs compris entre 1%-4%, mais de même tendance que dans le cas de l'étude numérique
- Par contre les déplacements étudiés par la MEF est similaire et moindre par rapport au déplacement lors de l'étude du MMC.

1.6 : Conclusion

- le comportement du terrain encaissant argileux par rapport à un terrain encaissant sableux est différent. En effet, l'argile est un matériau plus cohérent, moins poreux et de plus faible perméabilité que le sable ce qui entraîne des déplacements moindre que dans le sable

1.7 : Cas argile molle argile profonde :



Histogramme3.4: de l'influence de la nnp sur les déplacement radiaux cas argile molle argile profonde

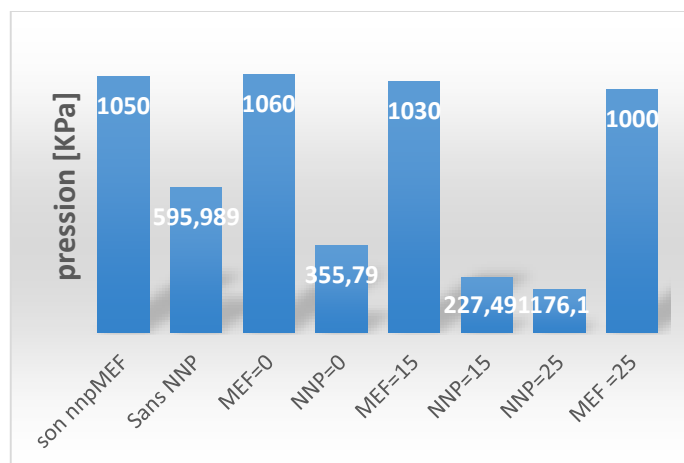
- Les mêmes remarques sont à considérer dans ce cas (AM-AP)

1.8 : Conclusion

- Pas d'influence de la nature de la couche supérieure

1.9 : La comparaison des résultats analytiques de pression d'équilibre :

1.10 : Cas argile molle sable profond :

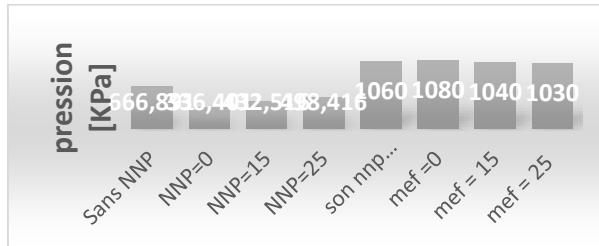


Histogramme 3.5:de l'influence de la nnp sur la pression d'équilibre cas : argile molle - sable profonde

- L'analyse des résultats analytique MCC montre une diminution en fonction de la diminution de la nappe phréatique ce qui est conforme à la logique qui stipule que la diminution des pressions d'équilibre implique une augmentation des déplacements

- L'étude numérique montre en général une diminution de la pression par rapport au cas sans nappe phréatique ce qui est dans la même tendance qualitative que dans le cas de la MCC, mais différents quantitativement

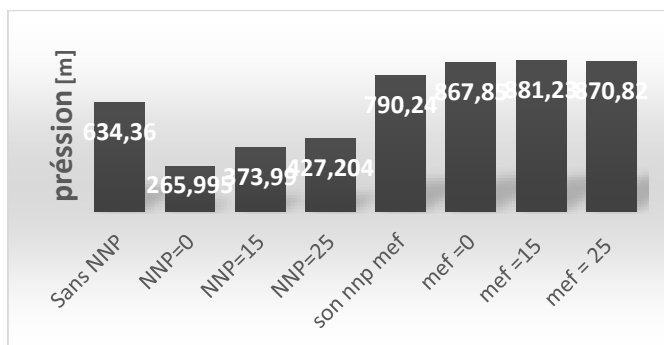
➤ Les mêmes remarques pour ces prendre cas (SM-SP) (AM-AP) (SM-AP) que pour le cas précédent(AM-SP)



Histogramme3.6: influence de la pression d'équilibre cas sable mou sable profonde



Histogramme 3.7: influence de la pression d'équilibre cas sable mou argile profonde



Hostogramme3.8: influence de la pression d'équilibre cas argile molle argile profonde

Conclusion générale :

- La MEF tiens compte de plusieurs paramètres tels que la loi de comportement (Mohr Coulomb- interaction sol –tunnel).
- Toutefois, la MCC reste une méthode valable pour le pré dimensionnement des tunnels circulaire dans un sol encaissant homogène.
- Aussi on peut dire que le terrain encaissant n'est affecté par la nature des couches supérieures.
- le comportement du terrain encaissant argileux par rapport à un terrain encaissant sableux est différent. En effet, l'argile est un matériau plus cohérent, moins poreux et de plus faible perméabilité que le sable ce qui entraine des déplacements moindres que dans le sable
 - En présence de la nappe phréatique selon que le terrain encaissant soit sableux ou argileux les déplacements radiaux diminuent avec la diminution du niveau de la nappe
- Pas d'influence de la nature de la couche supérieure
- La diminution des pressions d'équilibre implique une augmentation des déplacements

Recommandation

- Prendre en considération les effets de la consolidation à court et long terme pour l'argile et le sable.
- Considérer l'effet de la présence d'une nappe phréatique statique ou dynamique
- Etude un tunnel en 3D en considérant les paramètres étudiés en 2D
- Considération du comportement du tunnel pendant l'exécution et l'avancement des travaux

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

➤ cour tunnel

1. Cour ouvrage souterraine de monsieur professeur A. Hacene Chaouch.
2. Cour ouvrage souterraine de professeur Z. BOUTARAA
3. Material_Models_Manual_V8
4. TUNNELSFIN19703
5. formation plaxis
6. Mohamed Atwa <<Analyse numérique des écoulements d'eau et de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile >>

➤ Mémoire Précédant :

1. Etude de l'influence des lois de comportement et de la surcharge sur l'interaction sol-tunnel pour différents types de terrain encaissant 2019
2. Techniques de creusement des tunnels et méthodes de calculs extension du métro d'Alger AIN NAADJA- BARAKI 2018
3. Influence de phasage du creusement sur le comportement de terrain. Etude de cas : Tunnel de draa-el-mizan, tizi ousou.2018

➤ Site web :

<http://en.wikipedia.org/wiki/Tunnel>

www.eurotunnel.com

www.tunnel.piarc.org