RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ DR. YAHIAFARÉS DE MÉDÉA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DEGÉNIE DE LA MATIÈRE

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLÔMEDE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Option: GEOTECHNIQUE

THEME:

Modélisation numerique d'un tunnel superficiel.

Présenté par :

-MOHAMED Abdelkader.

-KACI Nadjib.

-HABIB Aicha.

Dirigé par:

–Dr. AMAR BOUZID .Dj

Promotion 2014/2015

REMERCIEMENTS

Cette partie est probablement la plus difficile à rédiger, c'est la plus personnelle et surtout la partie qui va être lue par la famille et les plus proches".

On voudrait avant toute chose, tenir à remercier le Dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé, le courage et la volonté pour accomplir ce travail.

On remercie notre directeur de mémoire ***Dr AMAR BOUZID. Dj*** *pour avoir proposé et accepté de diriger ce mémoire. On le remercie pour sa disponibilité, ses conseils avisés, son assistance et sa patience qu'il nous a accordé ont été une aide précieuse. Qu'il trouve ici dans ces quelques lignes l'expression de notre e gratitude.*

Je remercie vivement les membres des jurés pour la caution qu'ils ont bien voulu apporter ce travail.

Nos vifs remerciement vont également à tous ceux et celles qui ont essayé de nous apporter un peu de bonheur durant ces cinq années d'études, et à qui nous ont accordé un peu de leur temps…, à toutes et à tous nos collègues… pour leurs amitiés et leurs encouragements … A toutes les personnes, dont le nombre est très élevé pour les citer, qui ont contribué de près ou de loin, directement ou indirectement à l'aboutissement de ce travail.

Nos remerciements les plus profonds vont aux membres des familles : MOHAMED, KACI et HABIB « petits et grands », surtout nos frères et sœurs.

Enfin, on ne pourrait terminer ces remerciements sans une pensée à l'ensemble de nos enseignants, qui sont à l'origine de tout notre savoir.

Merci à tous…

Dédicace

Je dédie tout particulièrement ce travail à mes parents
À toute ma famille qu'ils trouvent en ce projet le modeste témoignage
De ma profonde reconnaissance.

Kaci Nadja

Je dédie ce modeste travail à :

Mes parents les étoiles de ma vie.

Mes chères sœurs.*

Mes chers frères.

À toute ma famille.

À tous mes amis.

Mohamed Abdelkader

A mon père, en signe d'amour, de reconnaissance et de gratitude pour tous les soutiens et les sacrifices dont il a fait preuve à mon égard.

A ma mère, ma raison d'être, ma raison de vivre, la lanterne qui éclaire mon chemin et m'illumine de douceur et d'amour.

A mes frères.

A mes sœurs.

A mes amis, et à tous mes proches.

Habib Aicha

الخلاصة

في المواقع الحضري يمكن حفر النفاق حيث يحدث تشوهات وفي حالات قصوى قد يحث ذلك اضرار كبيرة للهيكل فالمتواجد على سرج الارض.طلجهذه المذكرة تحليلعددي مع الاخذ بعين الاعتبارعدةعوامل جيوتقني لعدة

دراسة حفر النفق بعمق معتبر على هياكل متعددة الطوابق مركزة على محور النفق واخرى بعيدة على مركز محور النفق تمت هذه الدراسة بواسطة برنامج بلاكسيس الذي يسمح لنا بالعبور من مشروع واقعي الى مشروع رقمي والمبني على طريقة العنصر المنتهية بتشوهات مستوية.

قد طبقت النتائج على حالة فعلية تتمثل في مترو الجزائر العاصمة ،وتم بواسطة الانتقالات والقوة الدخلية واظهرت تاثير بالغ الاهمية لهبوط التربة من خلال وزن البنايةحيث يختلف هذا الاخير من نقطة الى اخرىتا.

كلمات المفتاح : نفق،طريقة العناصر المنتهية، بلاكسيس، موركولون، تربة، هيكل أو مبنى.

Résumé :

Dans les sites urbains de tunnels peuvent provoquer des mouvements de terrain, qui faussent, et en grave cas, les dommages au-dessus structures. Des travaux décrits dans ce mémoire traitent d'une analyse numérique, avec une étude paramétrique de la géotechnique en ce qui concerne l'effet de peu de tunnels sur une structure à plusieurs étages, centré au-dessus du tunnel. Un plan de couche FEM logiciels, à savoir *Plaxis,* a été utilisé pour réaliser une étude pratique sur le métro d'Alger. Pour ces derniers, la méthode NATM excavation a été utilisée après la prise en compte de la perte de confinement. Les résultats sont présentés en termes de déplacements internes et forces. Est montrent un influence importante de l'écoulement et un effet moins important que ce que l'eau table de descente et module d'Young sont concernés.

Mots-clés : tunnel, Plaxis, FEM, NATM, débit, eau de table, module d'Young, Plane striant.

Abstract:

In the urban sites of tunnels can cause (provoke) movements of ground,which falsify,and in grave case, the damage above structures. Of works described in this report treat of an digital analysis,with a paramétrique study of the geotechnics as regards the effect of few tunnels on a structure in several floors,centered over the tunnel.GEF logiciels strain plan,namely Plaxis, were used to carry out a practical study on the Algiers subway .For this,the excavation NATM method was used after taking into account the loss of containment.

The results are presented in terms of internal displacement and forces.show a significant influence of the flow and a lesser effect than the descending water table and Young's modulus are concerned.

Keywords: Subway, Praxis, GEF, NATM, flow, table water, Young's modulus, streaking Plane.

Sommaire :

Liste des figures.....I

Liste des tableux.....IV

Chapitre I : Introduction générale

I.1. Introduction générale : 1

Chapitre II: Intérées des tunnels

II.1. Introduction :..... 3

II.2. Définition de tunnel :..... 3

II.3. Tunnels superficielles :..... 3

II.4. Classification des tunnels : 4

II.4.1. Selon l'exploitation : On distingue deux types :..... 4

II.4.2. Selon la forme : 5

II.5. Étape d'investigation et de caractérisation : 5

II.5.1. Usage des galeries de reconnaissance :..... 7

II.6. Réalisation :..... 8

II.6.1. Technique de creusement : 8

II.6.2. Méthode de creusement : 8

II.6.2.1. Method par section: 8

II.6.2.2. Méthode de creusement par explosif :..... 12

II.6.2.3. Method de creusement mécanique: 13

II.6.3. Autres méthodes de creusement :..... 20

II.7. Soutènements et revêtements :..... 21

II.7.1. Soutènement : 22

II.7.1.1. Les différents types de soutènement : 22

II.7.1.2. Choix d'un mode de soutènement : 27

II.7.2. Revêtement :..... 27

II.7.2.1. Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes : 28

II.7.2.2. Les différents types de revêtement :..... 28

II.8. Etanchéité des tunnels :..... 29

II.8.1. Choix du système d'étanchéité :..... 30

II.8.2. Type de produit d'étanchéité :..... 30

II.9. Les tunnels à travers le monde et en Algérie : 31

II.9.1. Les grands tunnels sur le monde : 31
II.9.2. Quelque tunnel en Algérie : 31
II.9.2.1. Tunnel de Kherreta, long de 6 km : 31
II.9.2.2. Tunnel de Bouira, long de 1 300 m : 31
II.9.2.3. Tunnel Bouzagza, long de 3 450 m : 32
II.9.2.4. Tunnel Ganntas Algerie 7400 m: 32
II.9.2.5. Tunnel El Achir(Ligne Alger Constantine) : 32
II.10. Conclusion : 33

Chapitre III: Méthode de dimensionnent des tunnels

III.1. Introduction : 34
III.2. Les Méthodes de dimensionnement 34
III.2.1 Méthode empirique : 34
III.2.1.1 Méthode de K. Terzaghi : 35
III.2.1.2 Rock Quality Designation (R.Q.D): 38
III.2.1.3. Méthode de Z. Bieniawski : 39
III.2.1.4. Méthode de N. Barton: 40
III.2.1.5. Classifications de l'AFTES (1993): 44
III.2.2. Méthodes Analytiques : 47
III.2.2.1. Tunnel non revêtu à comportement élastique linéaire : 47
III.2.2.2. Tunnel non revêtu à comportement élastoplastique : 49
III.2.2.3. Tunnel non revêtu à faible profondeur : 53
III.2.2.4. Tunnel revêtu à grande profondeur : 53
III.2.3. Les méthodes numériques : 53
III.2.3.1 Méthode numériques appliqués aux tunnels : 54
III.2.3.2 Les différents types de modélisations de tunnel : 54
III.2.4 La méthode des réactions hyperstatiques : 57
III.3 Conclusion : 58

Chapitre IV: Méthode de (confinement convergence)

IV.1. Introduction : 59
IV.2. NATM «New Autrichienne TunnelingMéthode » : 59
IV.3. La méthode de (convergence- confinement) : 61
IV.3.1. Définition de la convergence : 61
IV.3.2. Principe de la méthode convergence-confinement : 62

IV.3.2.1 Construction de la courbe caractéristique du terrain 64
IV.3.2.2. Construction de la courbe caractéristique du revêtement ou du soutènement : 66
IV.3.3. Détermination du taux de déconfinement à l'application dusoutènement : 67
IV.3.3.1. Méthodes fondées sur la convergence du tunnel non soutenu : 68
IV.3.3.2. Méthodes fondées sur la convergence du tunnel soutenu : 75
IV.4 Conclusion : 78

Chapitre V: Modélisation d'un tunnel avec en logiciel PLAXIS

V.1. Introduction : 79
V.2. L'historique de Plaxis : 79
V.3. Présentation de l'outil de simulation numérique Plaxis V.8.2 : 79
V.3.1. Méthode des éléments finis 80
V.3.2. Modèles de comportement des sols : 80
V.3.2.1. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles : 81
V.3.2.2. Modèle élastique linéaire: 81
V.3.2.3. Le modèle de Mohr-Coulomb 82
V.3.3. Les sous-programmes du Plaxis : 84
V.4. Analyse paramétrique : 95
V.5. Conclusion : 99

Chapitre VI: Application d'un cas pratique en Algérie

VI.1. Introduction : 100
VI.2. Hypothèses géométriques et géotechniques : 100
VI.2.1 Cadre général du site : 100
VI.1 Relief géomorphologie et géologie de la région : 100
VI.2 Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage X : 102
VI.3. Caractéristiques géotechniques des matériaux : 103
VI.3.1. Caractéristiques mécaniques d'un sol : 103
VI.3.2. Caractéristiques mécaniques des soutènements, revêtements et de la superstructure : 104
VI.4. Calcul d'interaction 105
VI.4.1. Conditions initiales : 106
VI.4.2. Conditions hydrauliques : 106
VI.4.3. Contraintes initiales : 108
VI.5. Les Phase de calcul : 109
VI.5.1. Résultats obtenus pour le modèle de référence. 111

VI.6. Conclusion : 118

Chapitre VII: Conclusion générale

Conclusion générale 119

Liste des figures

Chapitre II : Intérées des tunnels

Figure II.1 : Tunnel Ferroviaire. 4

Figure II.2 : Tunnel Routière. 4

Figure II.3 : Galerie de navigation. 4

Figure II.4 : Tunnel Hydraulique 5

Figure II.5 : Galerie de stockage 5

Figure II.6 : Coupe longitudinale du tracé d'un tunnel 6

Figure II.7 : Une galerie de reconnaissance 8

Figure II.8 : Creusement en pleine section 9

Figure II.9 : Creusement en demi-section 10

Figure II.10 : Méthode de la galerie de faite 11

Figure II.11 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif 12

Figure II.12 : Perforatrice Beaumont construite en 1882, Pour la tentative du percement du tunnel sous la manche (extrait de l'ouvrage AFTES 2000). 13

Figure II 13 : Machines à attaque ponctuelle (Extrait de la brochure de Wirth) 14

Figure II.14 : Machine de creusement à attaque globale 16

Figure II.15 : Bouclier mécanisé à appui radiale 17

Figure II.16 : Bouclier mécanisé à appui longitudinale 17

Figure II.17 : Bouclier mécanisé à appui mixte 18

Figure II.18 : Bouclier à soutènement mécanique 18

Figure II.19 : Bouclier mécanisé à confinement d'air comprimé 19

Figure II.20 : Bouclier mécanisé à confinement de 19

Figure II.21 : Bouclier mécanisé à confinement de terre 19

Figure II.22 : Les boulons d'ancrage 22

Figure II.23 : Cintre lourd et blindage 23

Figure II.24 : enfilage 24

Figure II.25 : Assemblage des éléments d'un cintre coulissant. 24

Figure II.26 : Cintres lourds. 25

Figure II 27 : l'emploi de béton projeté 25

Figure II.28 : Exemple des voussoirs en béton 26

Figure II.29 : Etanchéité d'un tunnel. 30

Chapitre III: Méthode de dimensionnement des tunnels

Figure III.1 : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (K.Terzaghi 1946). 36
Figure III.2 : Les contraintes et les déplacements. 48
Figure III.3 : Portée non soutenue d'un tunnel. 52
Figure III.4 : Repère du problème 2D-plan 55
Figure III.5 : Modèle transversal et longitudinal du tunnel. 55
Figure III.6 : Exemple de maillage 3D. 57

Chapitre IV: la méthode de convergence confinement:

Figure IV.1 : Extrusion et instabilité au front de taille d'un tunnel 62
Figure IV.2 : La pression fictive voisinage du front taille. 63
Figure IV.3 : Représentation graphique de la méthode convergence-confinement. 64
Figure IV.4 : Excavation circulaire dans un milieu homogène et isotrope. 65
Figure IV 5 : Domaines du comportement élastoplastique des sols et des roches 72
Figure IV.6 : Principe de « similitude » (BernaudCorbetta et Nguyen Minh). 75

Chapitre V: Modélisation d'un tunnel avec logiciel PLAXIS:

Figure V.1 : Définition du module à 50% de la rupture 82
Figure V.2 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c=0 84
Figure V.3 : les sous-programmes Plaxis 85
Figure V.4 : fenêtres du menu principal de Plaxis 85
Figure V.5 : choix de type d'éléments 86
Figure V.6 : Assistant tunnels pour une forme de tunnel standard 88
Figure V.7 : Fenêtre de génération des pressions hydrauliques (Water pressure generation) 93
Figure V.8 : Fenêtre de génération des contraintes initiales (procédure K0) 94
Figure V.9 : le champ des contraintes Initiales dans la géométrie 95
Figure V.10 : Déformation verticale en fonction de la distance 97
Figure V.11 : Déformation verticale en fonction de la distance 98

Chapitre VI: Application du cas pratique en algérie:

Figure VI.1 : Situation géographique du site 101
Figure VI.2 : Coupe retenue pour le calcul 102
Figure VI.3 : Génération du maillage 106
Figure VI.4 : Régime d'écoulement permanent 107
Figure VI.5 : Calcul du réseau d'écoulement 108
Figure VI.6 : Surpressions interstitielles 108
Figure VI.7 :L'étape de validation des calculs 111

Figure VI.8 : Les déformations globales 112
Figure VI.9 : Les déformations horizontales 113
Figure VI.10 : Les déformations verticales 114
Figure VI.11 : diagramme des moments flexion 115
Figure VI.12 : diagramme des déformations 116
Figure VI.13 : diagramme des forces de cisaillement. 117
Figure VI.14 : diagramme des forces axiales. 118

Liste des tableaux :

Tableau II.1 : Exemple des tunnels en fonction de leur longueurs..... 31

Tableau III.1 : Hauteur de terrain décomprimée au-dessus d'une cavité (d'après Terzaghi, 1946). 37

Tableau III.2 : Classification de la roche suivant R.Q.D..... 38

Tableau III.3 : Paramètres de classification des roches et notes de pondération 40

Tableau III.4 : Classification de la qualité de la roche..... 42

Tableau III.5 : Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités (d'après AFTES, Groupe n°7,1974)..... 46

Tableau VI.1 :Caractéristiques géotechniques du sol..... 103

Tableau VI.2 : Perméabilités du sol et rigidité des interfaces. 103

Tableau VI.3 *:* Caractéristiques mécaniques des soutènements, des revêtements et de la Superstructure 105

Chapitre I:
Introduction générale

I.1. Introduction générale :

La géotechnique est le domaine d'étude des propriétés physiques, mécaniques, et hydrauliques des terrains. Elle se divise en trois branches : la mécanique des sols, la mécanique des roches, et l'ingénierie des fondations.

Les ouvrages géotechniques peuvent faire partie intégrante d'une structure, telles que les fondations superficielles, les fondations sur pieux, et les parois moulées, comme ils peuvent former en eux-mêmes une structure à part, telles que les tunnels, les murs de soutènement et les barrages.

Dans tout projet de constructions, la reconnaissance géotechnique doit être réalisée avec soin afin de fournir les éléments nécessaires à la conception et calcul des ouvrages.

La complexité de la conception et du calcul de tels ouvrages est principalement due à leur interaction avec le sol avoisinant. Ce dernier présente un comportement complexe échappant à une formulation pratique simple.

La réalisation d'ouvrages souterrains a connu un essor important dans les dernières décennies.

La densification des agglomérations urbains et l'embouteillage conduit à une demande croissante de construire des ouvrages (aussi bien routiers que ferroviaires).

L'un des problèmes majeurs lié à ces ouvrages est constitué par les mouvements du sol induits par les travaux. Ce problème est d'autant plus important en présence des formations géologiques très médiocres.

L'ingénieur est donc confronté à deux problèmes ; préserver la stabilité de l'ouvrage et contrôler les déformations du massif.

Ce travail de mémoire « modélisation numérique d'un tunnel superficiel ; Etude de la méthode Autrichienne NATM (convergence-confinement) » est composé de cinq chapitres

Le premier est consacré aux aspects généraux sur les constructions souterraines, aux reconnaissances et aux différentes techniques de creusement ainsi que les conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables.

Ensuite on s'intéresse aux mouvements de sol induits par le creusement du tunnel et les différents types de soutènement et revêtement nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain.

Le second chapitre présente les méthodes de dimensionnement des tunnels (empiriques, analytiques et numériques).

Ensuite le troisième chapitre est réservé à la méthode autrichienne (convergence - confinement)

Le quatrième chapitre est consacré à la modélisation du tunnel avec logiciel PLAXIS

A la fin le cinquième chapitre contient Etablissement d'un modèle de référence pour le métro d'Alger.

Chapitre II :
Intérél des tunnels

II.1. Introduction :

Les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation,... , la connaissance du milieu dans lequel on opère, de l'action du creusement et de la réaction du massif suite à l'excavation et le choix de techniques de creusement ainsi que des conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables et les différentes modes de soutènement et revêtement sont nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain.

II.2. Définition de tunnel :

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

II.3. Tunnels superficiels :

Il est essentiel de traiter à part les tunnels superficiels : sauf qualité exceptionnelle du terrain et persistance d'un contrainte horizontale de compression appréciable dans bonne direction (le serre-livres), on doit les considérer comme des ponts et les calculs comme tels. En outre les tunnels superficiels sont souvent dans des sols, et pour cette raison échappent à la mécanique des roches, surtout par les aspects liés aux transferts d'eau en zone non saturée et à la consolidation en zone saturée. En fin beaucoup de tunnels superficiels sont urbains, métros, égouts, etc.,donc dans un environnement particulièrement sensible aux moindres déplacements de la surface les raisonnements et les calculs ne tiennent pas compte du gradient de contrainte sur la hauteur de tunnel, qui complique l'approche théorique. Si le niveau de contrainte est faible ou très faible, si le module de déformation est peu élevé, le comportement des terrains superficiels est moins favorable à l'effet de voute des mécanismes « plastique » très dangereux menacent l'équilibre comme le problème le plus aigu des tunnels superficiels est celui des tassements de la surface.

D'une manière générale, les roches dont le comportement est celui de la pâte dentifrice, sont plutôt justiciable d'une approche en mécanique des sols) [1]

II.4. Classification des tunnels :

Il existe plusieurs paramètres de classification des tunnels :

II.4.1. Selon l'exploitation : On distingue deux types :

a) **Tunnel de Communication :** Ferroviaire, Routière, Pour Piéton, Galerie de navigation, Métro.



Figure II. 1 : **Tunnel Ferroviaire.**



Figure II. 2 : **Tunnel Routière.**



Figure II.3 : **Galerie de navigation.**

b) Galerie de transport : pour Aménagement Hydraulique, Alimentation de l'Eau Potable (AEP), galerie d'égouts.

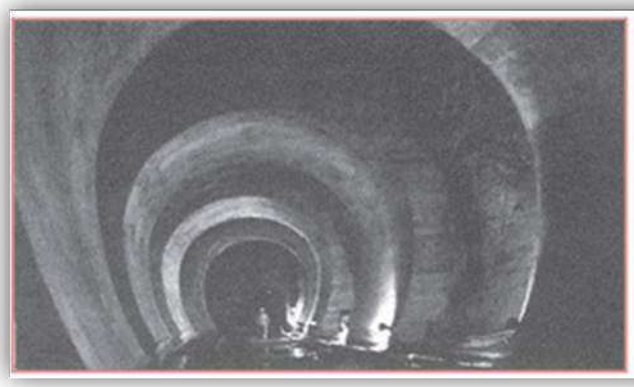


Figure II. 4 : **Tunnel Hydraulique**.



Figure II.5 **: Galerie de stockage.**

II.4.2. Selon la forme :

- Circulaire plein ou tronquée.
- Elliptique plein ou tronquée.
- Parabolique plein ou tronquée.
- Courbe quelconque à plusieurs centres.
- Rectangulaires.
- Complexe.

II.5. Étape d'investigation et de caractérisation :

A cause des conséquences potentiellement risquées en cas de rupture ou d'éboulement d'un tunnel pendant ou après son excavation, qui peuvent être dues à une mauvaise connaissance des terrains, il est indispensable d'effectuer une reconnaissance géologique et géotechnique du site hôte de l'ouvrage. Suivant la nature du tunnel, cette phase d'investigation peut être, poussée à la reconnaissance des bâtis ou autres ouvrages enterrés avoisinant le tunnel dans le cas où il est peu profond et situé en site urbain.

Une reconnaissance de tunnel bien conduite doit obéir aux règles suivantes :

- Les géologues et les géotechniciens chargés de l'étude doivent avoir l'expérience des travaux souterrains et, une bonne connaissance de la géologie et de l'hydrogéologie de la région étudiée ; cette règle conduit dans la plupart des cas à faire intervenir, sur un même projet, des géologues ayant une bonne connaissance de la géologie régionale et

des spécialistes de diverses disciplines : hydrogéologues, tectoniciens, géophysiciens, mécaniciens des sols ou des roches.

- Ils doivent avoir connaissance de toutes les contraintes liées au projet : sujétions à imposer au tracé, marges d'implantation des têtes, environnement, présence ou projet de construction ou d'ouvrage à proximité.
- Ils doivent également être en étroite relation avec les ingénieurs en charge du projet de manière à assurer une très bonne adéquation entre les reconnaissances effectuées et les besoins des ingénieurs pour la conception de l'ouvrage : géométrie, choix des méthodes, dimensionnement du soutènement et du revêtement,…
- Des délais suffisants doivent être réservés par le maître d'œuvre à chaque phase de la procédure, de manière à ce que les reconnaissances nécessaires à chaque phase puissent être réalisées en totalité. Il faut souligner que, dans certains cas, ces délais peuvent être très longs comme pour une galerie de reconnaissance.

Il est nécessaire lors de la conception du tunnel, de délimiter les risques qui peuvent survenir pour un tracé donné surtout dans le cas des tunnels traversant des massifs montagneux sous forte couverture avec existence éventuelle d'eau et des failles géologiques.

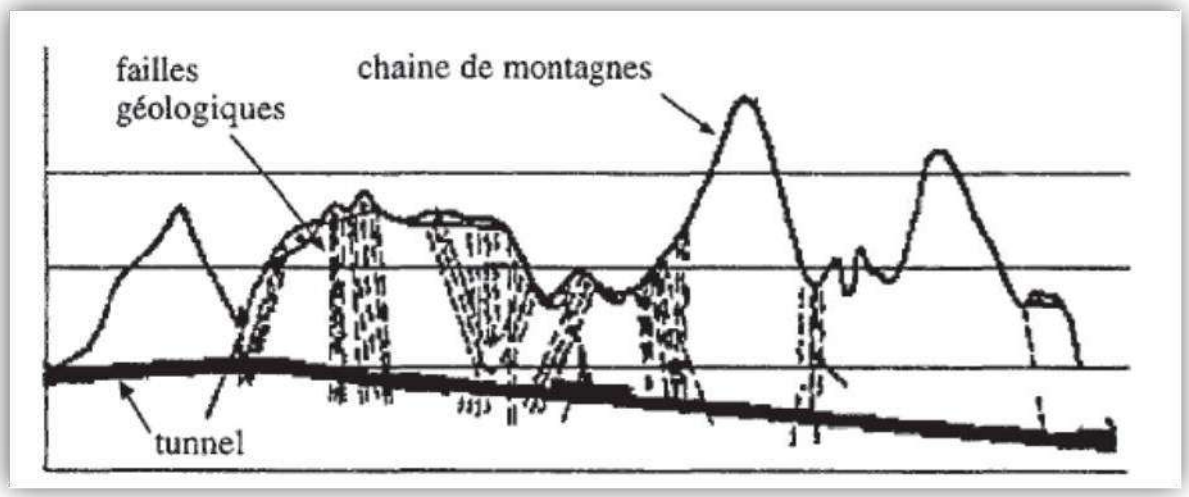


Figure II.6 : Coupe longitudinale du tracé d'un tunnel.

Une fois le choix du tracé effectué, on doit encore essayer de déterminer les paramètres qui vont caractériser les sols traversés et trouver des éléments qui par leurs présences pourraient poser des problèmes pendant la construction.

L'articulation de ces reconnaissances géologiques et géotechniques basé sur les essais in situ et les essais de laboratoire qui sont bien adaptées pour donner des ordres de grandeur pour les paramètres des sols que pour révéler la présence d'élément gênant.

On peut regrouper les essais in situ comme suit :

- Méthodes géophysiques : Présentée en quatre grandes familles (Electromagnétisme, gravimétrie, radioactivité, et la méthode sismique).
- Sondages et diagraphies : Présentation des sondages et des diagraphies et de l'intérêt de ses essais.
- Essais d'eau : *Dupuit*, *Lefranc*, *Lugeon, Nasberg* et *piézomètres*.
- Essais par fonçage : CPT, essai dilatométrique, essai pressiométrique, essai scissométrique, SPT.

Ces méthodes complètent habituellement le levé géologique et l'étude du contexte géologique.

Elles donnent une idée générale de paramètres tels que l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, l'appréciation de la qualité du rocher en profondeur, la détermination et la géométrie d'un accident.

- Essais de laboratoire : Analyse minéralogique, Essai au bleu de méthylène, Essai brésilien, Essais de gonflement.

Essai de compression simple, Essai triaxial et les limites d'Atterberg, Essai oedométrique. Les buts des essais : déterminer les caractéristiques physique mécanique et hydraulique, des particules composent nos terrains et leur influence sur le comportement du sol

II.5.1. Usage des galeries de reconnaissance :

Une galerie de reconnaissance est une galerie de dimension réduite inférieure à la section de l'ouvrage définitif dans laquelle elle s'inscrit. Elle permet d'évaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté. [7]

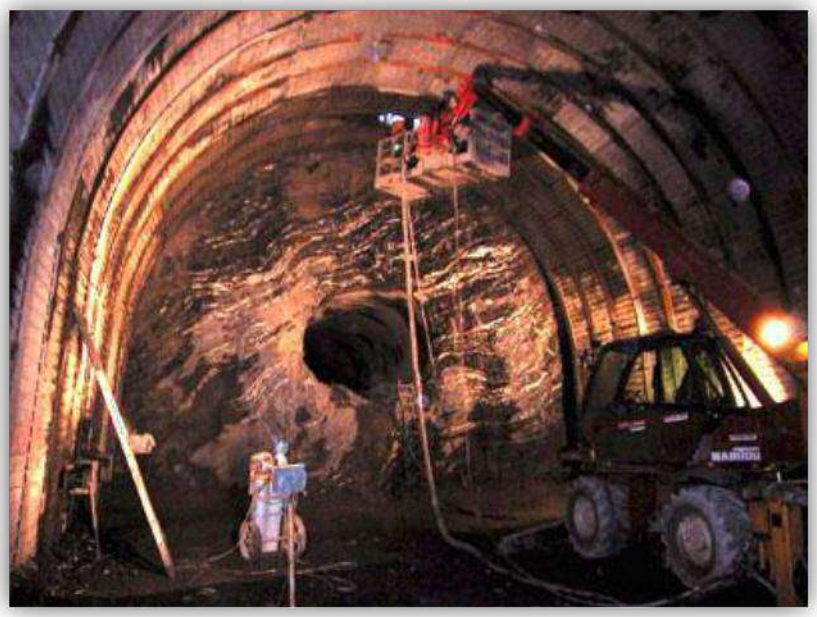


Figure II.7**: Une galerie de reconnaissance**

II.6. Réalisation :

II.6.1. Technique de creusement :

Après la phase d'investigation et de caractérisation des paramètres in situ vient celle du choix d'une méthode d'excavation.

Après la phase d'investigation et de caractérisation des paramètres in situ vient celle du choix d'une méthode d'excavation.

Il existe plusieurs méthodes d'excavation comme, par exemple, avec explosif, avec une machine à attaque ponctuelle ou encore avec un tunnelier. [7][8]

II.6.2. Méthode de creusement :

II.6.2.1. Method par section:

La multiplication des phases a pour but de sécuriser les travaux par le fait qu'à la fin de chaque phase, le massif traité autour de l'excavation converge et s'auto-équilibre tout en réduisant les contraintes appliquées sur le soutènement. Cette faculté du terrain à s'autosupporté a, semble-t-il, été exploitée pour la première fois par des ingénieurs et

chercheurs autrichiens dont *Rabcewicz* (1965) dans le but de concevoir une nouvelle approche pour l'excavation des ouvrages souterrains.

a. Creusement a plein section :

Cette méthode de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creuses dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante, pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle. Dans le cas contraire la méthode nécessite de gros engins et devient extrêmement couteuse.

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

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

Elle est bien adaptée aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté. [7]

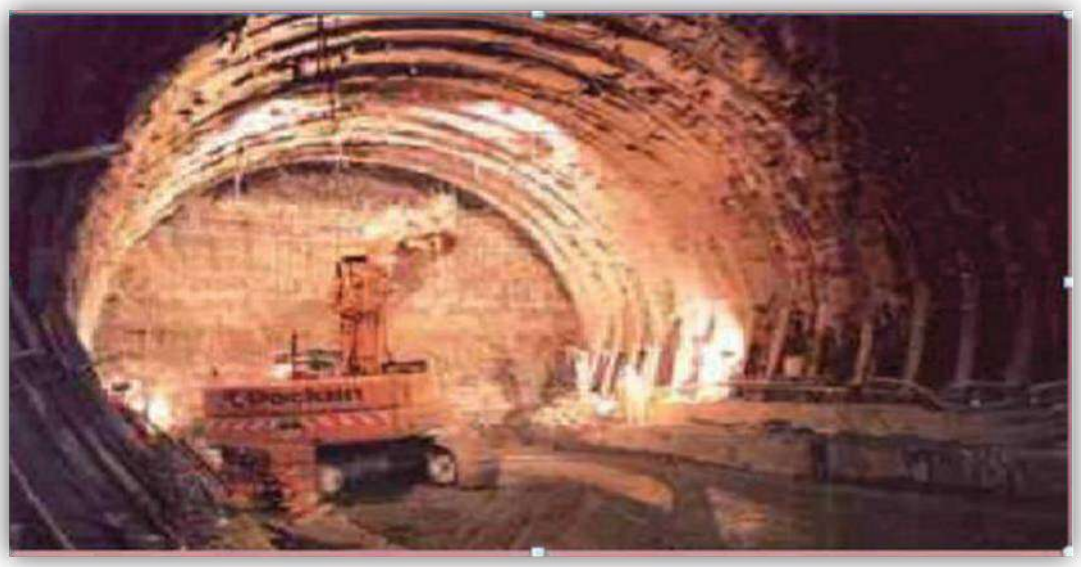


Figure II.8 : Creusement en pleine section.

b. Creusement en 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 excaver la demi section inferieur appelée Stoss. Cette technique est particulièrement conseillée pour les terrains hétérogènes de qualité moyenne, elle permet de mieux maitriser les problèmes de stabilité vue la dimension réduite du front de taille.

Est par contre nécessaire quand un soutènement plus important est requis, par cintres et/ou blindage. [7]

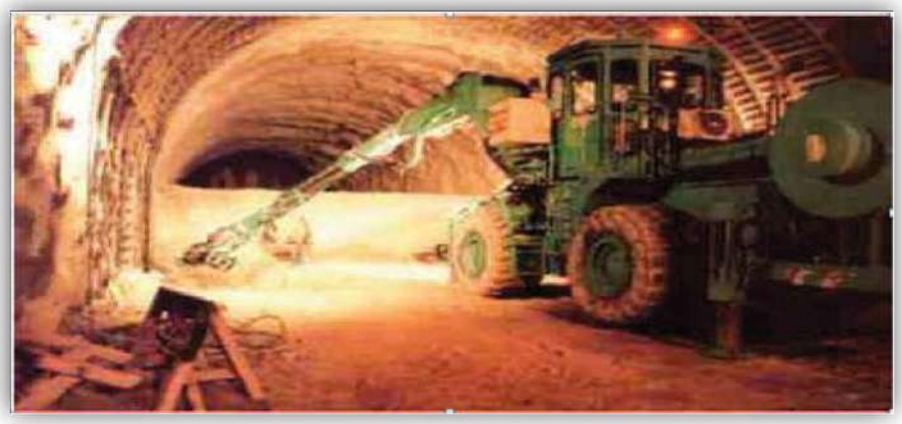


Figure II.9 : Creusement en demi-section.

c. *Creusement en section divisée :*

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excavée est importante, ou dans le cas d'un mauvais

Terrain qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi-section.

Cette technique a un inconvénient d'ordre économique parce qu'elle est très coûteuse et sa durée d'application relativement longue. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode.

Avec un creusement en sections devisées, 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 limitées.

On peut site comme technique de creusement en section devisée :

- **Méthode de la galerie de faîte « franco-belge » :**

  Le principe de cette méthode consiste à exécuter rapidement la voûte pour protéger le chantier par dessous

Et de déterminer le revêtement par pied droit.

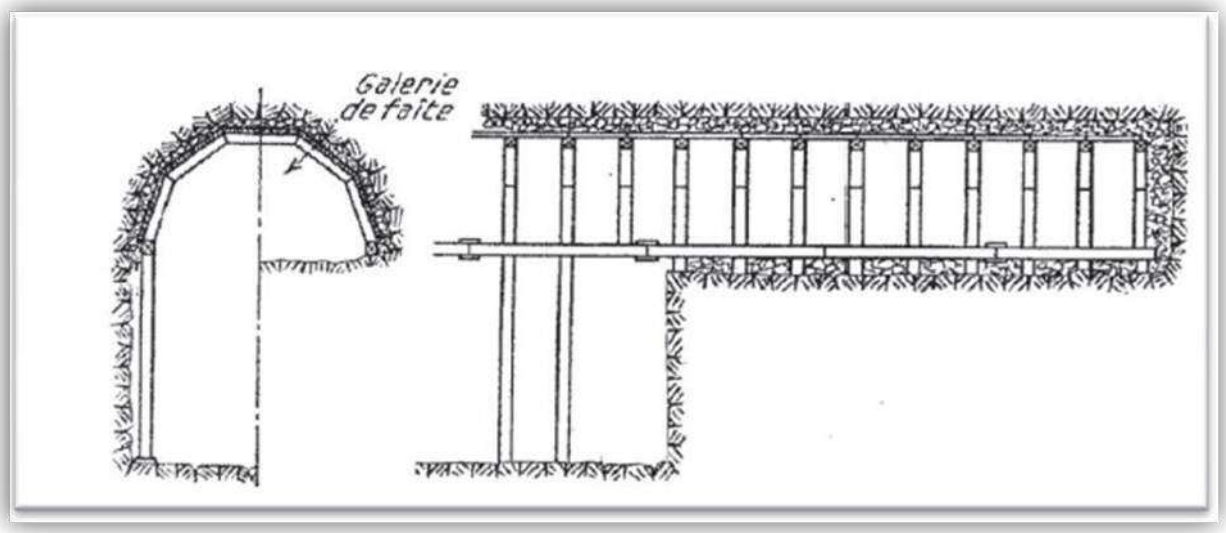


Figure II.10 : **Méthode de la galerie de faite.**

- **Méthode de deux galeries :**

  C'est l'exécution de deux galerie une à l'axe supérieur et l'autre à l'axe inférieur reliées par un puits pour permettre l'évacuation des déblais.

- **Méthode des trois galeries « méthode allemande » :**

  Le principe de cette méthode consiste au creusement de deux galeries de base de part et d'autre de la cunette de STROSS, ainsi que d'une galerie supérieure. Cette méthode est utilisée pour des sections de très grande importante (> 50 m^2 environ).

- **Méthode contre voûte « méthode italienne » :**

  Cette méthode est utilisé dans les terrains particulièrement mouvais .après l'exécution de la galerie de base, On met en place la maçonnerie du radier, l'exécution de la contre voûte du radier précède celle des murs latéraux. La phase suivante consiste en l'excavation du rocher de la calotte, et l'exécution de la voûte. Les travaux débutent par le creusement d'une galerie de faîte, on procède alors à l'abatage du terrain de part et d'une de la galerie. [12]

II.6.2.2. Méthode de creusement par explosif :

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

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

Une technique d'abattage s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes qui sont détaillées sur (Figure II.11) [7] :

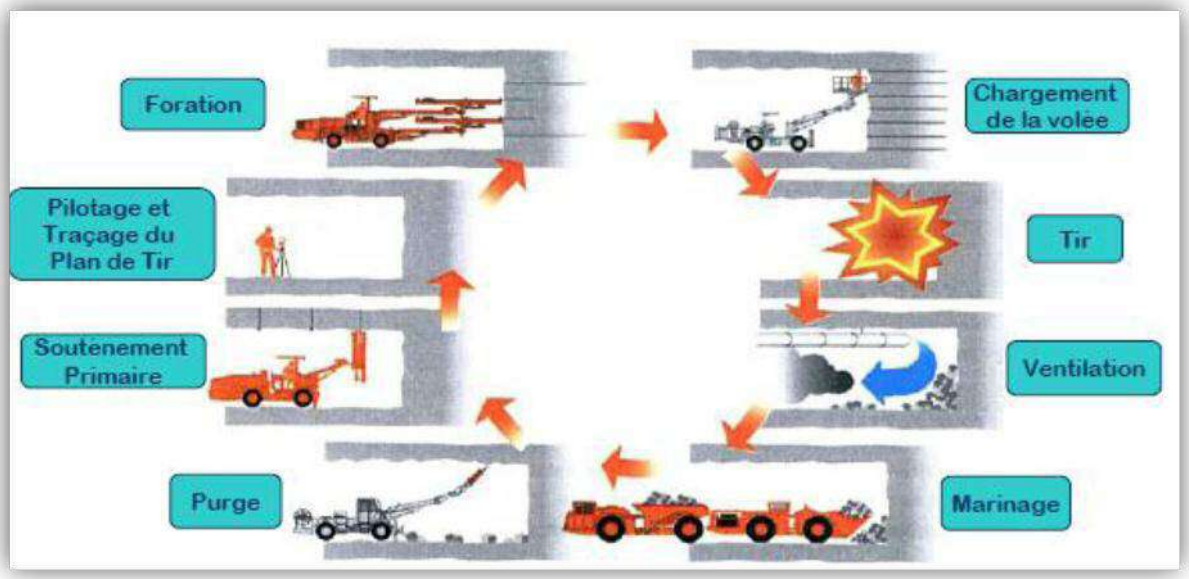


Figure II.11 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.

L'explosif ne doit être utilisé en site urbain que dans le cas où il s'avère strictement nécessaire. Son emploi produit des effets psychologiques défavorables pour la population avoisinante (bruits, fumées, vibrations ...), et représente un risque de déstabilisation pour les édifices et services voisins, ce qui limite les horaires des volets engendrant ainsi une baisse de rendement du chantier.

Avant la mise en œuvre de l'explosif un plan de tire doit être définie afin de maîtriser le découpage du plan de tir et de limiter au maximum les effets de vibrations. Il comporte essentiellement les opérations suivantes :

- Détermination de l'emplacement des trous et de leur nombre exact.
- Calcul de la puissance d'explosion nécessaire.
- Décalage des détonations par microretard.

II.6.2.3. Method de creusement mécanique:

A la fin du 19e siècle, l'emploi de l'explosif dans les mines et les travaux souterrains a marqué vraiment une étape décisive pour le développement de ces travaux, il est vrai que l'une des préoccupations majeures des techniciens, aujourd'hui, est de s'affranchir des inconvénients liés à l'explosif qui sont essentiellement : l'ébranlement et la désorganisation du terrain encaissant, les hors profils, les risques d'accidents spécifiques, les coûts induits par ces inconvénients, notamment en matière de soutènement et de revêtement.

Mais le passage du creusement à l'explosif au creusement mécanique s'est très longtemps heurté à un obstacle économique majeur à cause du coût relativement faible de l'énergie chimique contenue dans l'explosif par rapport à l'énergie mécanique, dite noble. La raréfaction des équipes de mineurs, personnel très spécialisé, a accéléré l'évolution, alors qu'une meilleure connaissance théorique des conditions d'attaque du terrain par des outils mécaniques et les progrès dans la configuration des têtes d'abattage permettaient d'en élargir le champ d'application à des gammes de terrains de plus en plus variées et d'en améliorer le rendement.

C'est en 1881 que la première machine de creusement mécanique d'un tunnel a été conçue et réalisée par le ***Colonel de Beaumont,*** lors des premiers travaux de reconnaissance en vue de la construction du tunnel sous la Manche. Cette machine, mue à l'air comprimé et destinée à être utilisée dans un matériau à la fois tendre, cohérent et relativement homogène, à savoir la craie bleue du Pas- de- Calais, a creusé avec succès 2,5 km de galerie de 2,14 m de diamètre en1882 et 1883.[7]

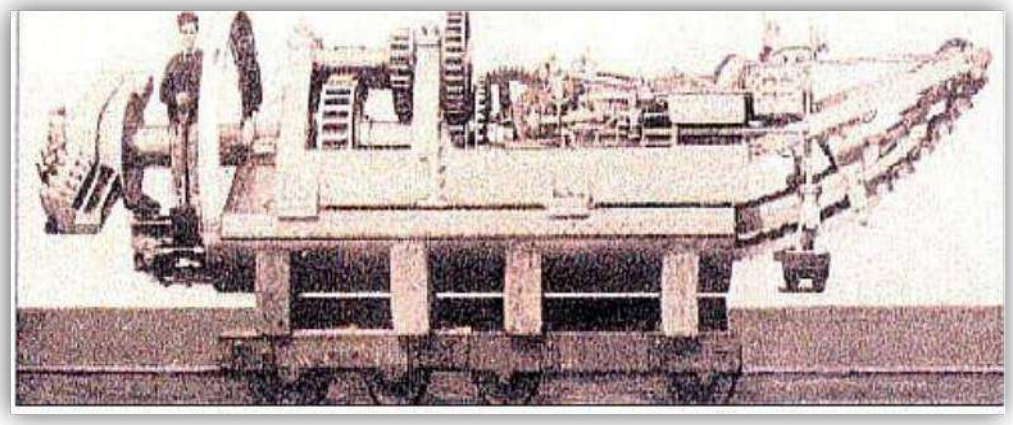


Figure II.12 : Perforatrice Beaumont construite en 1882, Pour la tentative du percement du tunnel sous la manche (extrait de l'ouvrage AFTES 2000).

a. Creusement à attaque ponctuelle :

Les machines à attaque ponctuelle sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles (figure I.6). Ce châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne. Dans les machines à **attaque radiale** (type *Paurat, Dosco, Demag* ou certaines Eickhoff), la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras. Dans les machines à **attaque transversale** (Alpine, *Westfalia* ou certaines *Eickhoff*), la fraise, appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front. Dans le premier cas, le creusement de chaque volée commence par l'exécution d'une sorte de forage perpendiculaire à la surface du front (sumping) permettant à la fraise de pénétrer dans le terrain et se poursuit par un fraisage progressif des parois de ce pré-creusement. Dans le deuxième cas, le creusement se fait en principe toujours par fraisage tangentiel à la surface cylindrique du « tambour ». [4]

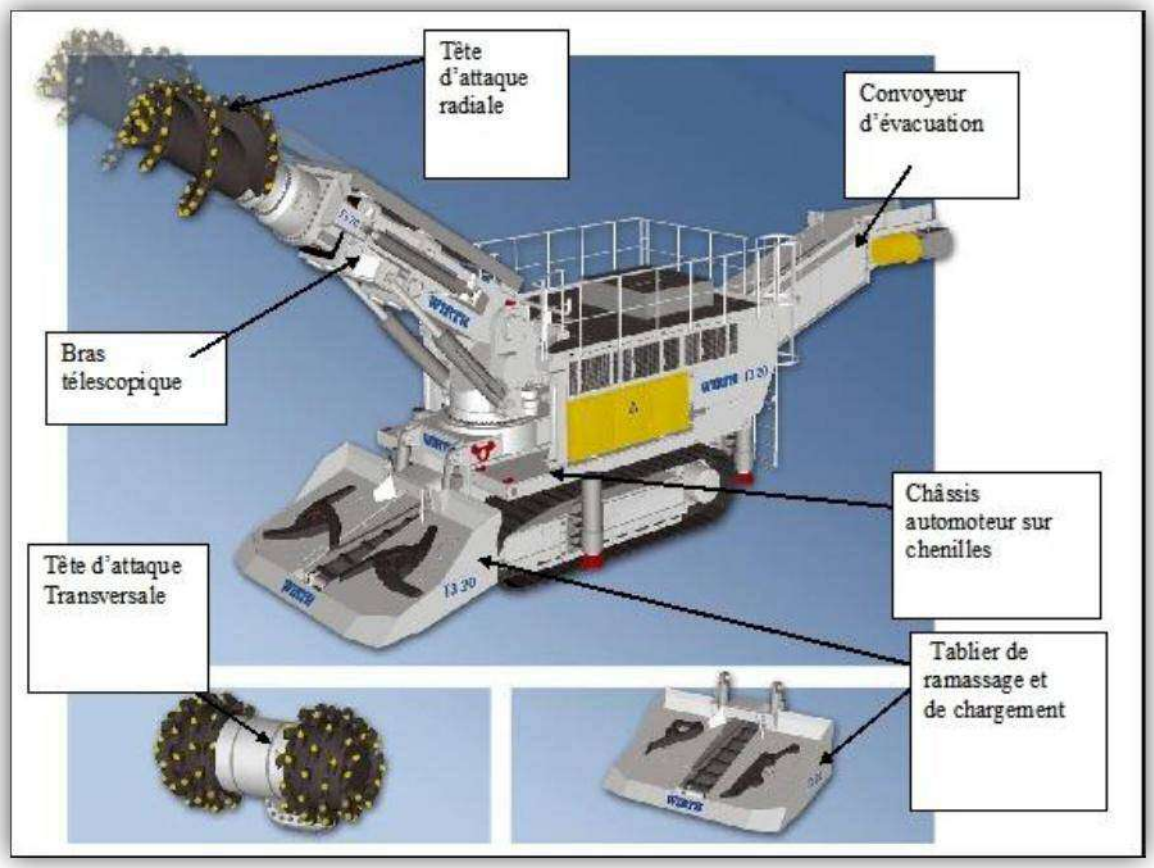


Figure II.13 : **Machines à attaque ponctuelle.**

Avantage :

- Cette machine peut terrasser une section de forme quelconque, le découpage est bien soigné sans sur profil.
- La technique d'abattage n'entraîne pas d'ébranlement.
- Sa dimension réduite par rapport à la section permet une observation continue du front de taille.

Inconvénients :

- Un coût élevé, cependant plus avantageux que les T.B.M,
- Les têtes d'attaque s'usent trop rapidement et leur changement est relativement coûteux. [12]

b. *Machines à attaque globale*

Elles sont caractérisées par le fait qu'elles possèdent une **tête d'excavation circulaire et rotative**, capable d'excaver en une seule opération la totalité de la section. Le revêtement définitif du tunnel n'étant pas mis en place à l'avancement, elles comportent obligatoirement une structure de réaction arrière permettant de reporter la poussée de la machine sur le terrain par l'intermédiaire de **grippeurs** ou **patins d'ancrage** latéraux qui prennent appui sur de la galerie. Les grippeurs sont solidaires d'une structure d'appui qui est maintenue fixe pendant la phase d'excavation, la tête foreuse progressant alors en coulissant à l'intérieur de cette structure par l'intermédiaire de vérins longitudinaux (**Figure II.14***)*. [6]

Ces machines sont utilisées dans des massifs rocheux qui ne nécessitent pas des soutènements immédiat quand les conditions de stabilité ne u plus assurées, il est mis en œuvre des boucliers mécanisés. Les deux types de machines sont généralement considérés comme des tunneliers. [5]

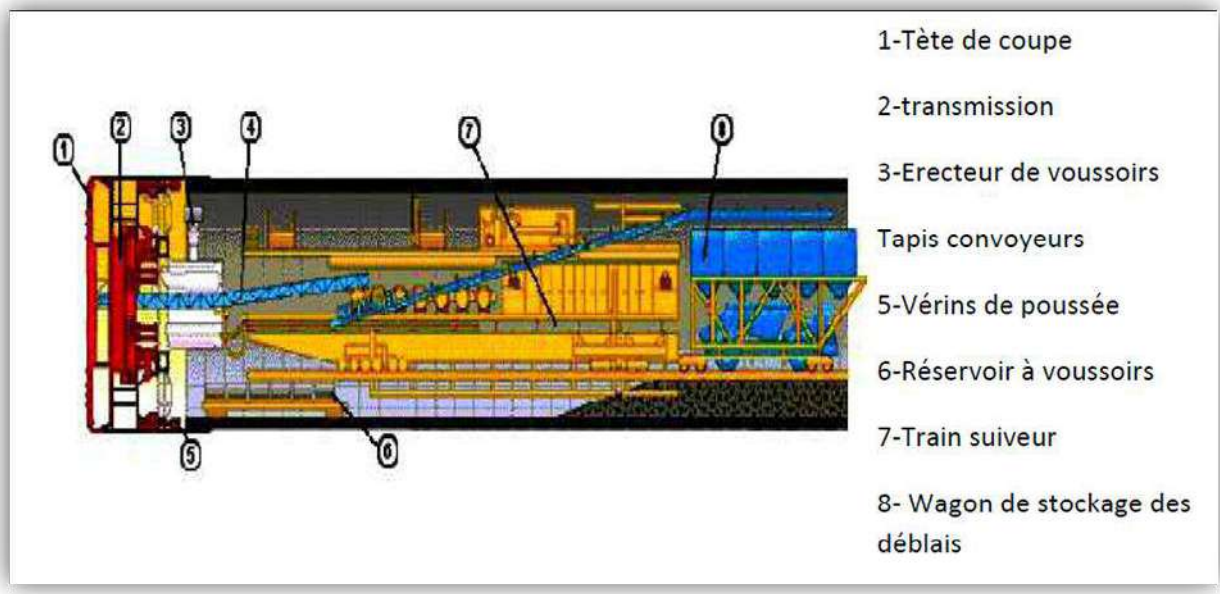


Figure II.14 : Machine de creusement à attaque globale.

Avantage :

- Ne nécessite pas beaucoup de main d'œuvre, rapidité d'exécution, ne provoque pas d'ébranlement, ce qui entraîne une bonne tenue du terrain.

Inconvénient :

- L'inconvénient majeur de ce genre de machine est son coût élevé. Son utilisation exige une main d'œuvre hautement qualifiée. Ne pas être amortissable que pour une longueur de tunnel assez importante.

c. *Creusement parTunneliers.*

Afin de faire face aux contraintes liées au creusement des tunnels, notamment réduire les tassements en surface, assurer la stabilité du front de taille ou encore réduire la durée de gêne occasionnée aux riverains, les responsables de projets choisissent de plus en plus souvent le recours à un tunnelier (ou bouclier). Ces machines se sont considérablement développées ces dernières années et ont gagné en vitesse d'avancement, en fiabilité, en capacité d'adaptation aux terrains et en augmentation de diamètre d'excavation. De plus, pour des chantiers de moyenne ou grande importance, le critère économique plaide aussi en faveur du recours aux tunneliers.

Cependant l'utilisation d'un tunnelier ne peut être prescrite dans tous les cas, notamment quand les terrains traversés présentent une forte hétérogénéité ou dans le cas, bien sûr, où la section du tunnel n'est pas circulaire (en forme de fer à cheval, par exemple).

Sur le chantier, l'utilisation d'un bouclier est devenue très courante mais dépend de plusieurs critères comme la nature des terrains, la proximité de la surface, le mode de soutènement utilisé. A partir de ces critères on distingue deux grandes catégories de boulier :

- **Les boucliers ouverts :**

Ce sont des tunneliers qui assurent simultanément les fonctions d'abattage et de soutènement latéral de l'excavation. Le front d'attaque du tunnel n'est pas soutenu. Les (03) configurations des tunneliers à soutènement latéral sont [12] :

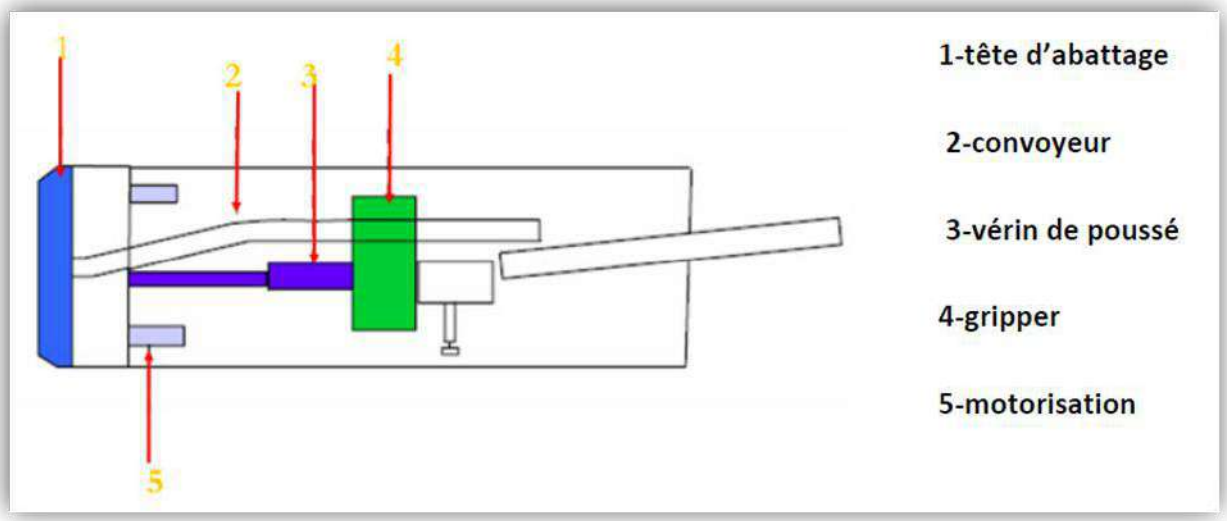


Figure II.15 **: Bouclier mécanisé à appui radiale.**

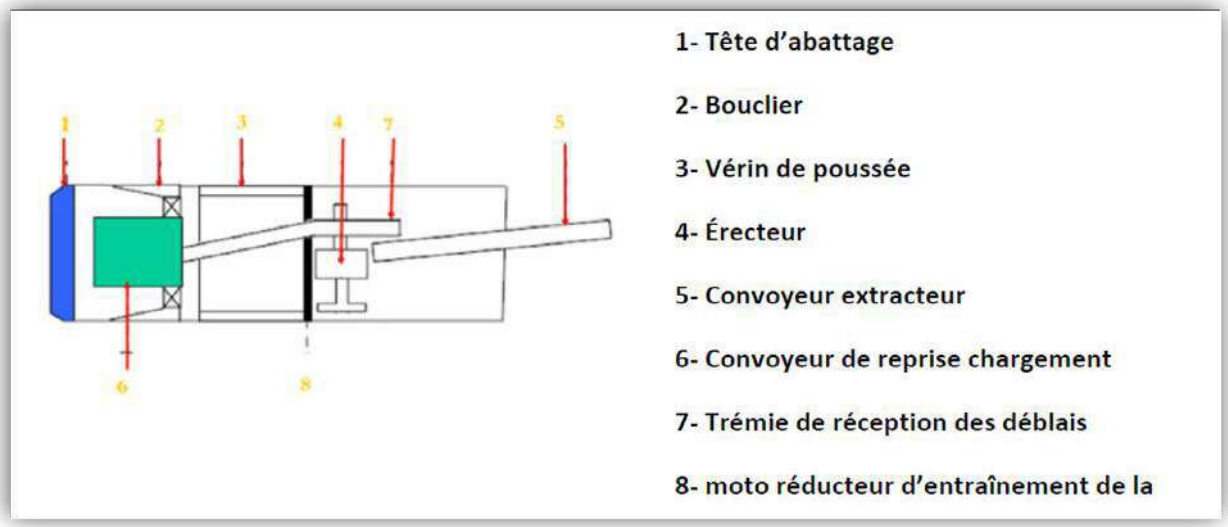


Figure II.16 **: Bouclier mécanisé à appui longitudinale.**

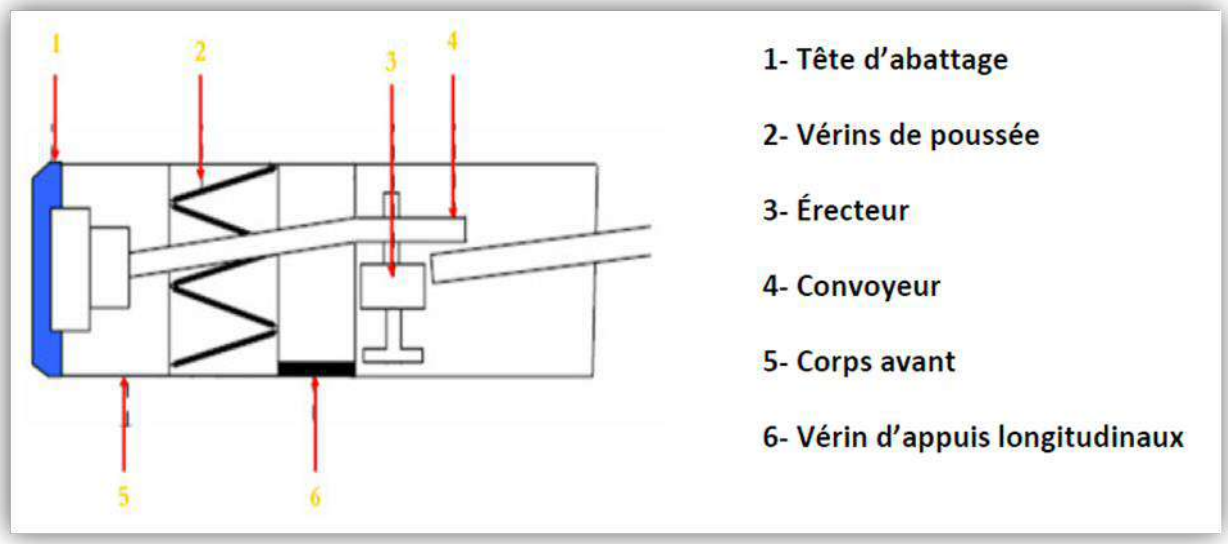


Figure II.17 : **Bouclier mécanisé à appui mixte.**

- **Les boucliers de type fermé :**

  Le creusement est réalisé par un organe d'abattage travaillant dans celle-ci. La progression est assurée par des vérins de poussée prenant appui longitudinalement sur le revêtement en voussoirs monté à l'abri d'une jupe arrière à l'aide d'un érecteur.

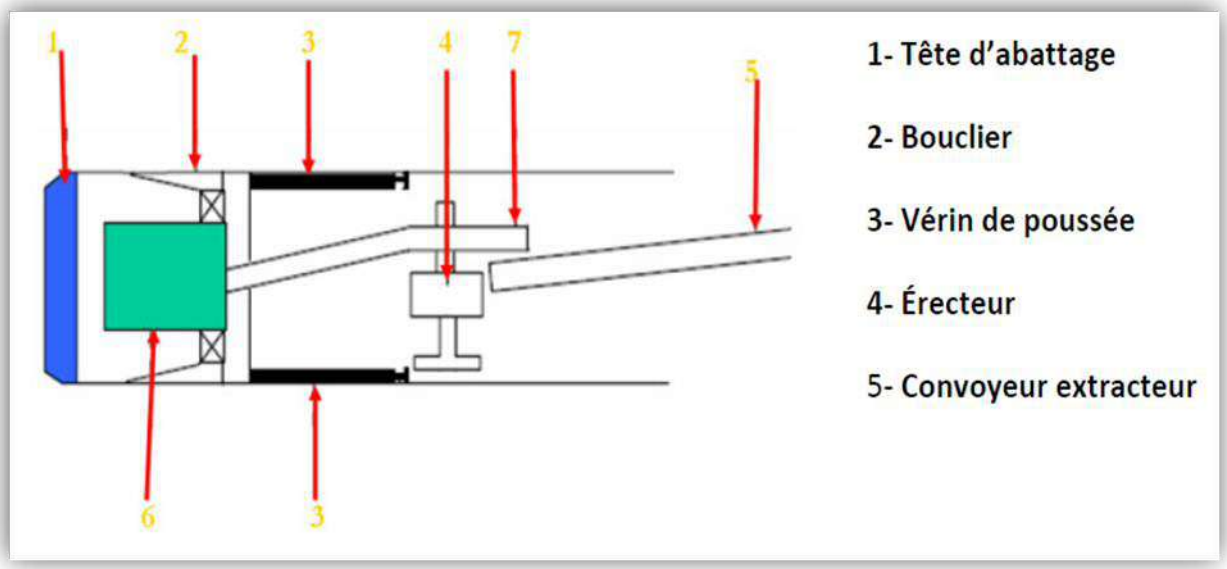


Figure II.18 : **Bouclier à soutènement mécanique.**

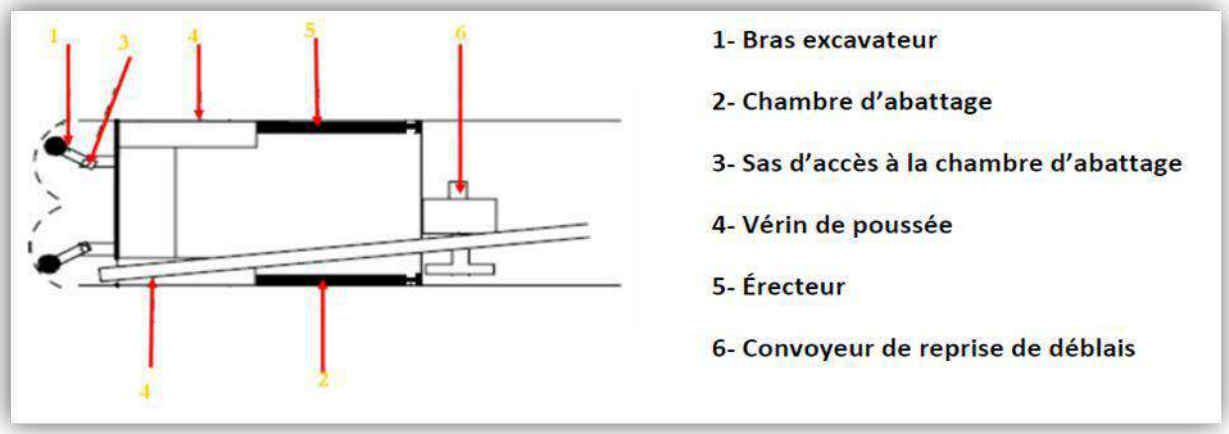


Figure II.19 **: Bouclier mécanisé à confinement d'air comprimé.**

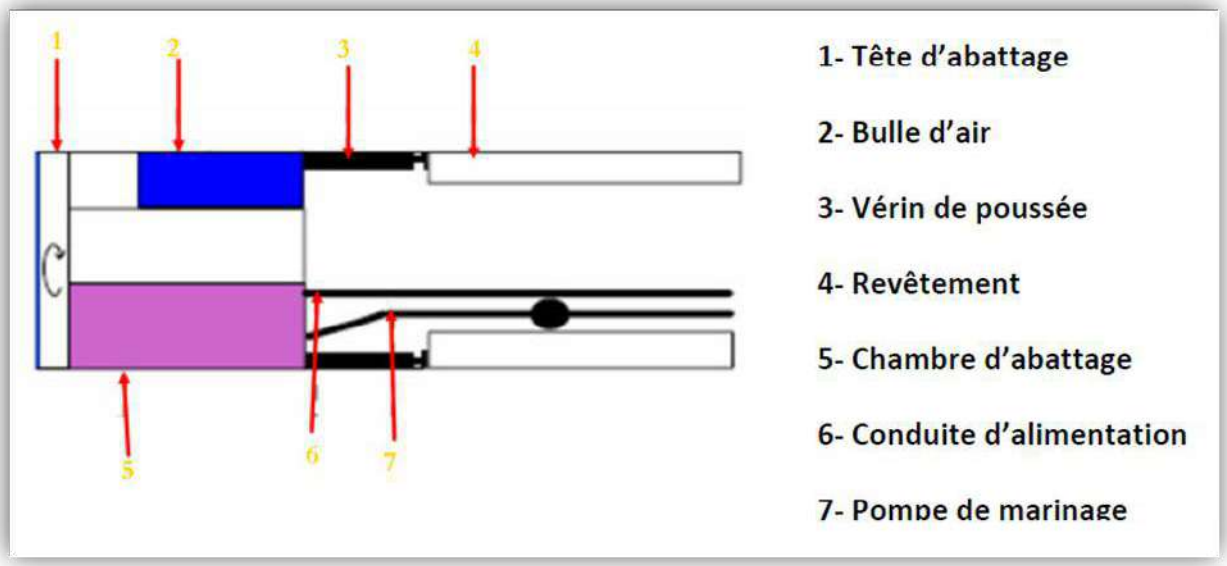


Figure II.20 **: Bouclier mécanisé à confinement deterre.**

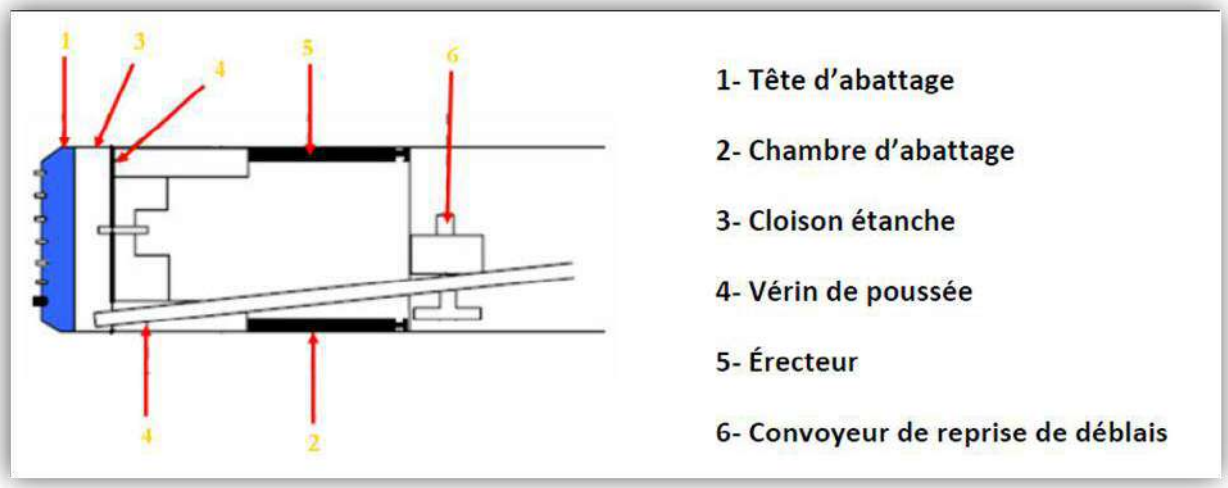


Figure II.21 **: Bouclier mécanisé à confinement de terre.**

II.6.3. Autres méthodes de creusement :

Voici quelques méthodes « futuristes » de creusement qui ont fait l'objet d'essais de laboratoire ou même de quelques applications industrielles et qui reposent sur des principes assez différents de l'explosif ou de l'excavation mécanique.

- **Creusement à l'aide du ciment expansif**

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

- **Principe :**

  Le principe d'action du ciment expansif consiste à développer une montée de pression à volume constant pouvant varier de 15 *MPa* à 60 *MPa* suivant les conditions d'utilisation.

  Quand cette pression devient supérieure à la résistance de traction les fissures s'amorcent puis se propagent dans le matériau jusqu'à rupture.

- **Avantage :**
  - Découpage relativement précis.
  - Pas de nuisance vis à vis du bruit de vibration.
  - Sans danger pour l'environnement.
- **Inconvénients.**
  - Le facteur temps est plus important que dans les autres procédés.
  - Main d'œuvre hautement qualifiée.
  - Coût élevé. [12]
- **La percussion lourde :**

  Consiste à lancer sur le front de taille un projectile dont l'impact provoque la fissuration et l'éclatement de la roche.

  Le Bureau des Mines des USA a fait procéder à des expériences intéressantes dans cette voie en utilisant un canon de 10 m à 15 m du front et des projectiles en béton d'environ 5 kg percutant le front à la vitesse de 1 500 m/s.

  La fissuration dans le granit intéresse une profondeur de 30 à 50 cm et il faut 8 coups pour permettre de progresser de 30 cm sur un front de 15 m^2.

- **Le jet hydraulique :**

  A haute pression (*jet grutting*) consiste à réaliser des saignées dans la roche a l'aide d'un jet d'eau concentre à faible débit, mais a très forte pression.

  Ainsi, en Allemagne, avec une buse de 0,5 mm, un débit de 18 L/min et une pression de 3 800 bars, on a réalisé dans le granit des saignées de 6 mm de profondeur a la vitesse de 10 cm/s.

  En combinant, sur une machine à attaque globale, l'action des outils et celle d'un nombre équivalent de buses à haute pression de ce type, on peut réduire la poussée utile sur les outils d'environ 50 % à rendement égal.

- **La vibration**

  Elle a été également expérimentée et appliquée aux molettes d'un tunnelier. Les résultats sont assez encourageants, mais l'usure de telles machines risque d'être très rapide.

- **Le gradient thermique et la fusion.**

  L'action de la chaleur est plutôt réservée aux forages de petits diamètres, en raison de son très faible rendement énergétique.

  D'une façon générale, si l'on compare les bilans énergétiques de ces différentes méthodes, on vérifie que les méthodes les plus économes sont celles dans lesquelles le matériau est découpe en morceaux aussi gros que possible. De ce point de vue, l'abattage mécanique exige globalement deux fois plus d'énergie que l'explosif. Mais d'autres critères interviennent de façon décisive en faveur de la mécanisation.

  L'avenir est probablement la combinaison de méthodes classiques et de certaines de ces méthodes utilisées à dose homéopathique pour tendre à limiter la fragmentation de la roche.

II.7. Soutènements et revêtements :

Le creusement d'un tunnel perturbe le système de contraintes naturelles autour la cavité crée et généralement le terrain encaissant agite par certaine réaction. Cette réaction dépende directement de la nature et de la résistance mécanique du terrain excavé et les caractères géométrique de la cavité. Donc pour mieux faire participer le terrain à la résistance de l'ensemble, soit on utilise un soutènement anticipé ou un dispositif (revêtement) capable d'exercer sur le terrain un effort actif de décompression.

II.7.1. Soutènement :

le soutènement est un système de protection et d'assurance de la stabilité de l'ouvrage contre tous les incidents d'instabilité survenue pendant l'exécution des travaux en exerçant une certaine pression contre le terrain et en supportant le poids du toit de la galerie creusé. Le rôle du soutènement est permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions, en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité. [7]

II.7.1.1. Les différents types de soutènement :

a. Soutènement traditionnel :

- **Soutènement métallique**

1-Soutènement par boulons d'ancrage :

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

- Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine) :
  Le boulon à ancrage ponctuel, plus rapidement mis en place et moins coûteux, nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage. [12]
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier). :
  Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment.

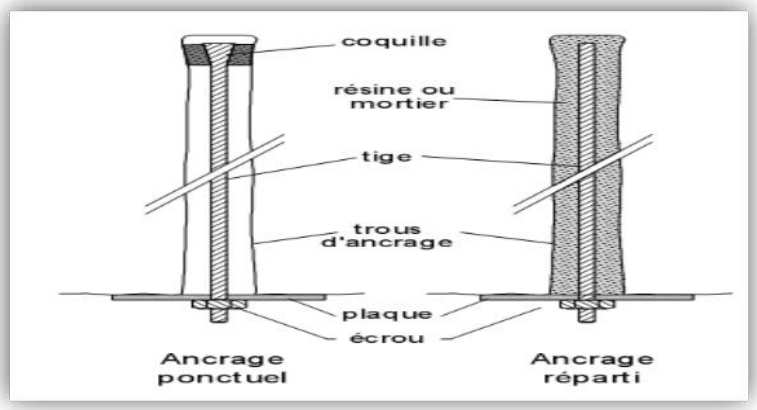


Figure II.22 : Les boulons d'ancrage.

- Barres foncées sur les terrains :

  Elles s'utilisent lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois soient stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon. On peut dans ce cas foncer, à l'aide d'une perforatrice, des barres nervurées qui sont vissées dans le terrain. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain.

2-Soutènement par blindage :

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

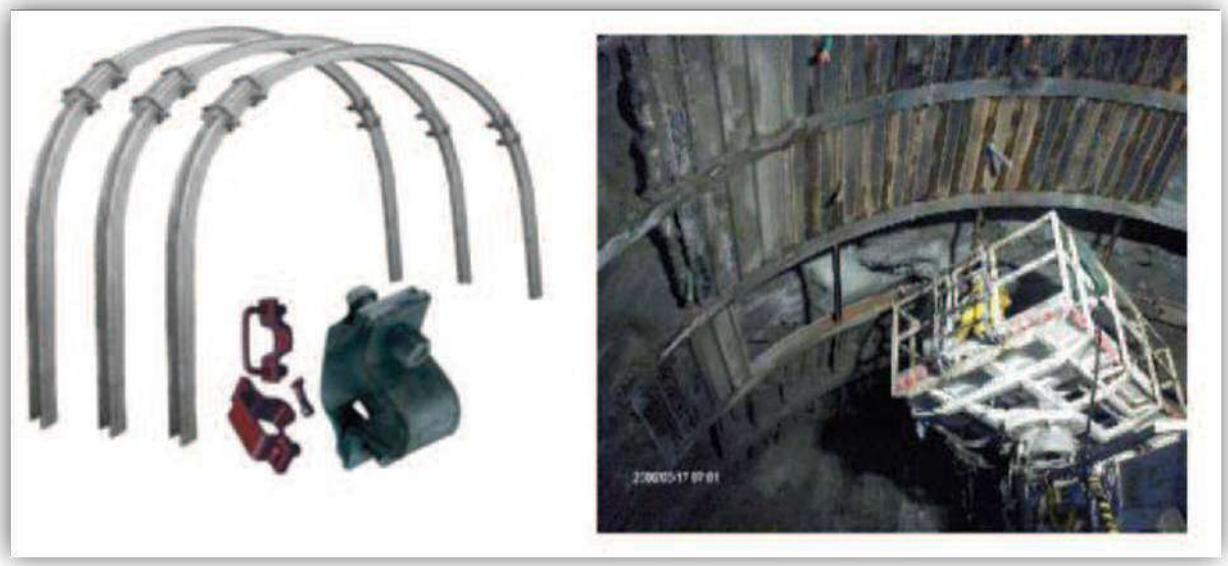


Figure II. 23 : **Cintre lourd et blindage.**

3-Soutènement par enfilage

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

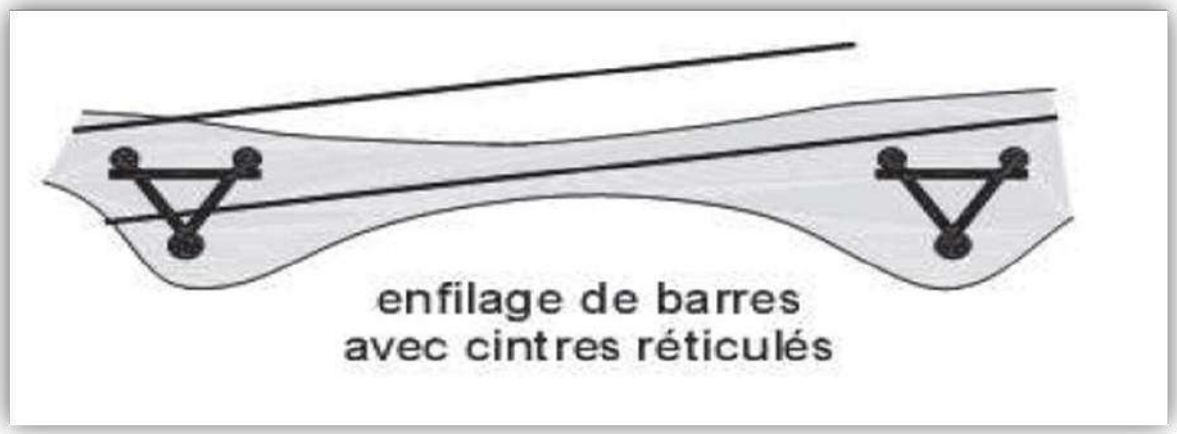


Figure II.24 *:* **enfilage.**

4-Cintres légers :

Généralement coulissants et agissants par confinement ou comme simple protection : constitués d'un profilé spécial en forme de U évasé, les différents éléments disposés en recouvrement sur une quarantaine de centimètres sont assemblés par serrage de deux étriers. Ces cintres, sous l'action de la poussée du terrain peuvent se déformer par glissement des éléments l'un par rapport à l'autre. Dans le cas de cintres coulissants, les boulons des étriers doivent être serrés suivant les indications du fabricant.

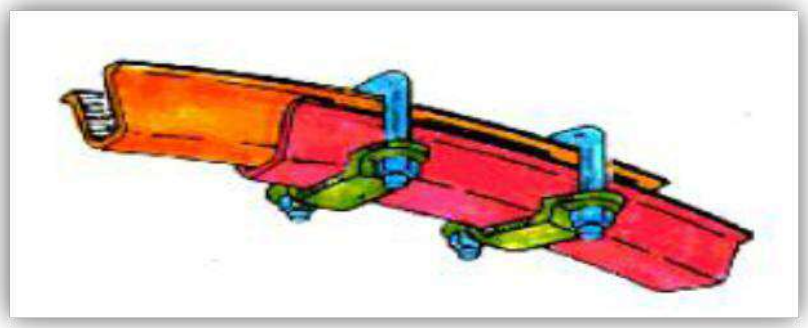


Figure II .25 **: Assemblage des éléments d'un cintre coulissant.**

5-Les cintres lourds :

Constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis.



Figure II.26 : **Cintres lourds.**

- **Soutènement en béton**

Le soutènement peut être aussi utilisé en tout ou partie avec du béton préfabriqué ou non. Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants :

1-Béton projeté

Il est très souvent utilisé en complément du soutènement métallique (boulons, cintres réticulés) ou en remplacement du blindage métallique. Il peut être renforcé par des fibres métalliques, voire par un treillis. [7][12]



Figure II.27 : **l'emploi de béton projeté.**

2-Voussoirs en béton préfabriqué :

Un voussoir est une écaille de béton armé qui est préfabriquée et prête à poser par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. (Figure II.28). Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du boulier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé.



Figure II.28 : **Exemple des voussoirs en béton.**

b. *La nouvelle méthode de soutènement :*

La nouvelle méthode autrichienne (NMA) est généralement applicable dans les zones de roches tendres, formée d'ensemble des techniques de soutènement (boulonnage, cintres et béton projeté).

Elle s'est avérée efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de 1'excavation. Cette méthode est caractérisée par la mise en place d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté.

Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé. L'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement. Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée, une coque mince de béton projeté (15 à 30 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain et apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages. Éventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.

II.7.1.2. Choix d'un mode de soutènement :

Le choix raisonné d'un mode de soutènement comprend schématiquement deux phases successives :

a. Une phase d'**analyse technique** du problème qui aboutit à l'élimination d'un certain nombre de types de soutènement en raison de leur incompatibilité avec certaines des données techniques du projet qui peuvent être d'ordre géotechnique, géométrique ou liées à l'environnement.

b. Une phase complémentaire d'**analyse économique** qui fait intervenir :

- d'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût.
- d'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré :
    - Plus ou moins grande mécanisation,
    - Longueur du tunnel,
    - Délais à respecter. [8]

II.7.2. Revêtement :

Une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement, dans les terrains résistants et qui ne montre une réaction contre l'effet de creusement, la stabilité de l'ouvrage est assurée naturellement, un revêtement peut être mis en place afin d'assurer la fonctionnalité de l'ouvrage et de recouvrir et de protéger les installations d'exploitation ou participer à l'esthétique de l'ouvrage.

Le revêtement n'est en général pas mis en charge. De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage, dans les cas où soit le terrain, soit le soutènement mis en place subissent des détériorations, ou dans les cas où l'on devra faire à des phénomènes de charges différées dans le temps.

II.7.2.1. Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes :

- Fonction mécanique aide à assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme, augmenter l'efficacité de système de la ventilation et de l'illumination (tunnels routiers) ou de la capacité hydraulique.
- Fonction esthétique et d'imperméabilisation.

II.7.2.2. Les différents types de revêtement :

Parmi les revêtements les plus courants, on retrouve :

a. Revêtement en béton coffré non-armé :

Il constitue souvent la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier essentiellement. Pour les tunnels réalisés de manière séquentielle : le revêtement est «exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement. C'est une solution est adoptée lorsque le revêtement ne reprend pas une charge hydrostatique.

b. Revêtement en béton coffré armé :

Le revêtement en béton coffré armé, une solution est adoptée lorsque le revêtement est supposé reprendre une charge hydrostatique importante, dans le cas d'un étanchement total de l'ouvrage.

Le revêtement peut également être armé lorsque suite à des convergences trop importantes, son épaisseur est insuffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme .Par ailleurs, certaines parties d'ouvrages, telles que les casquettes réalisées aux têtes à l'air libre ou les gaines de ventilation dans les tunnels routiers, sont en béton armé.

c. Revêtement en béton projeté :

Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation.

Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose, des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm.

Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparus ces dernières années). [7]

d. Revêtement en voussoirs préfabriqués :

Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier.

Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs.

II.8. Etanchéité des tunnels :

Le terme étanchéité a deux significations : l'une correspond à la qualité de ce qui est étanche ; on parle ainsi de l'étanchéité d'un ouvrage comme une propriété de celui-ci : l'autre correspond à ce que l'on met en œuvre éventuellement pour l'obtention de cette propriété.

L'étanchéité est la fonction qui fait qu'un produit ou un ensemble de produits s'oppose au franchissement par un liquide tel que l'eau.

On peut rendre un ouvrage étanche en mettant en œuvre au contact ou à l'intérieur de sa structure un ensemble de produits d'étanchéité, cet ensemble est appelé système d'étanchéité.

L'étanchéité et le drainage des ouvrages souterrains font référence à des complexes, ou systèmes associant plusieurs matériaux de nature et fonction parfois très différentes, mais avec le même but, celui-là de maintenir l'eau d'hors de l'ouvrage.

- Étanchéité :

  - l'étanchéité peut être partielle, du type « parapluie» par exemple pour une voûte de tunnel, et dans ce cas elle est hors pression hydrostatique (dans ce cas la pression n'est pas totale mais elle n'est pas forcément nulle).

  - l'étanchéité peut être totale, c'est à dire envelopper complètement l'ouvrage, et dans ce cas elle est sous pression hydrostatique.

- Drainage :

  Captage ponctuel ou surfacique d'arrivées d'eau dans un ouvrage souterrain. Cette eau est ensuite collectée et rejetée à l'extérieur par le réseau d'assainissement de l'ouvrage. Le drainage peut être provisoire, pour permettre par exemple la mise en place dans de bonnes conditions du complexe d'étanchéité, ou définitif et contribue de fait à la fonction étanchéité de l'ouvrage.

II.8.1. Choix du système d'étanchéité :

Le choix du système d'étanchéité dépend des critères suivants :

- Nature et épaisseur de la couche de couverture de l'ouvrage.
- Nature et caractéristiques mécaniques du support recevant le système d'étanchéité.
- Application du système d'étanchéité en continu ou par phasage.
- Possibilités de raccordement du système d'étanchéité avec ouvrages de surface ou Avec d'autres systèmes d'étanchéité existants.
- Accessibilité à l'ouvrage à étancher.

II.8.2. Type de produit d'étanchéité :

L'étanchéité des ouvrages souterrains peut être réalise avec l'utilisation de plusieurs matériaux de différents types.

Chacun de ces types a des applications différentes, situations et fonctions déterminées, modes d'emploi spéciaux, on a ;

- Géo-membranes synthétiques.
- Géotextiles.
- Géo-composites.
- Géo-membranes bitumineux.



Figure II.29 : **Etanchéité d'un tunnel.**

II.9. Les tunnels à travers le monde et en Algérie :

II.9.1. Les grands tunnels sur le monde :

Tableau II.1 : **Exemple des tunnels en fonction de leurs longueurs.**

Nom du tunnel	Pays	Longueurs (km)	Type
Seikan	Japon	53.85	Ferroviaire
Tunnel sous la manche	France/UK	50.45	Ferroviaire
Lötschberg	Suisse	34.6	Ferroviaire
Guadarrama	Espagne	28.40	Ferroviaire
Larda	Norvège	24.5	Routier
Saint-Gothard	Suisse	17.00	Routier
Hsuehshan	Asie	12.90	Routier
Tunnel sous le mont blanc	France/Italie	11.6	Routier

II.9.2. Quelque tunnel en Algérie :

II.9.2.1. Tunnel de Kherreta, long de 6 km :

Le tunnel de *Kherrata*, sur la RN9 reliant *Béjaïa* et Sétif, Le tunnel, long de 6 kilomètres, le plus important d'Algérie par sa longueur, relie Bordj Mira à *Kherrata*, à mi-chemin entre Bejaïa et Sétif le tunnel constitué de trois tronçonsséparés par des ouvertures, un tronçon vital pour les habitants et l'économie de la région. Le tunnel a été percé dans la montagne pour remplacer la route des gorges de *Kherrata*, sinueuse et étroite, pour supporter un trafic routier de plus en plus dense sur la RN9. Depuis sa livraison en 1988, par l'entreprise italienne.

II.9.2.2. Tunnel de Bouira, long de 1 300 m :

Le **tunnel de *Djebahia***, aussi nommé tunnel *Aïn Chériki*qui se situe dans la commune de *Djebahia*(Wilaya de Bouira), est une importante réalisation de *l'Autoroute Est-Ouest*, avec ses 1 300 mètres linéaires constitué de deux tubes (Direction Alger et Bouira).

Le tunnel, premier ouvrage du genre à être opérationnel sur l'autoroute Est-Ouest, permettra d'assurer une grande fluidité du trafic routier, tout en offrant confort et sécurité aux usagers de cet axe.

Il est équipé de caméras, de ventilateurs, d'équipements de sécurité, d'éclairage ainsi que des moyens de secours, y compris d'une génératrice.

II.9.2.3. Tunnel Bouzagza, long de 3 450 m :

Les tunnels ***Bouzegza* 1**et ***Bouzegza* 2**sont des tunnels *algériens* qui traversent le *mont Bouzegza*. Ils furent livrés en octobre 2010.

II.9.2.4. Tunnel Ganntas Algerie 7400 m:

Un tunnel ferroviaire bitube de longueur de 7km, le tunnel Ganntas est un élément majeur de la modernisation et de rectification du tracée pour la rocade nord de la ligne ferroviaire «*Affroun-Khemis* » , qui prévoit le franchissement de la montagne Ganntas (une partie de l'AtlasTellien), culminant à 400 m entre les environs d'Oued – *Zeboudj* (hoceinia) au Nord-est et *Aïn-Soltane* (*Khémis–Miliana*) au Sud-ouest, La zone du tunnel est entre PK102+088 et PK109+430.

II.9.2.5. Tunnel El Achir(Ligne Alger Constantine) :

Tunnel ferroviaires reliée entre Alger Constantine et projet contribue à satisfaire la demande de transport ferroviaire des personnes et des marchandises à travers le pays. Il vise en particulier à :

- enlever la menace de rupture de trafic par l'effondrement du tunnel existant à El *Achir*;
- supprimer le goulot d'étranglement que constitue actuellement le passage à El *Achir* pour l'exploitation ferroviaire ;
- assurer le transport des marchandises et des voyageurs dans de meilleures conditions de sécurité et de régularité.

II.10. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons évoqué les aspects généraux des constructions souterraines, et les différentes étapes d'investigation et les techniques de creusement ainsi que les conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables, et les différentes modes de soutènement et revêtement essentiels pour la construction du tunnel.

Ce qui concerner la méthode de creusement utiliser dans les tunnels en Algérie se varie entre la méthode par section et la méthode de creusement par explosif.

Chapitre III :
Méthode de dimensionnement des tunnels

III.1. Introduction :

Parmi les problèmes qui se posent au projeteur de tunnel, celui de la détermination des caractéristiques du soutènement d'un ouvrage souterrain ou la vérification de sa stabilité est l'un des plus délicats et des plus difficiles à aborder. L'absence de règles dans le domaine est souvent compensée par le jugement et l'appréciation de l'ingénieur.

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

Cette partie évoque les méthodes principales de calcul des tunnels et leur développement.
On peut classer les méthodes de calcul des tunnels dans plusieurs catégories selon l'hypothèse principal les qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode.

Les méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains est se scindent en à quatre catégories principales :

- Méthodes empiriques.
- Méthodes analytiques.
- Méthodes numériques.
- La méthode des réactions hyperstatiques

III.2. Les Méthodes de dimensionnement

III.2.1 Méthode empirique :

Ces méthodes sont fondées sur des corrélations entre, d'une part, l'identification physique et la classification des roches et, d'autre part, des caractéristiques de soutènement. Normalement, ces méthodes sont utilisées dans les études préliminaires et ne concernent que les ouvrages creusés dans les roches. Elles présentent l'avantage d'être simples et rapides, donc peu coûteuses, Néanmoins, leur emploi et l'interprétation des résultats nécessitent une certaine habileté de la part de l'ingénieur d'études. [9]

Nous exposons uniquement les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées, à savoir:

- *Terzaghi*. (1946)
- *Rock Quality Designation (R.Q.D)*.(1964)
- *Bieniawski*. (1973-1983)
- *Barton*.
- *AFTES*.(1972)

III.2.1.1 Méthode de K. Terzaghi :

En 1946, *Terzaghi* a proposé une classification simple des massifs rocheux, en vue d'estimer les charges agissantes sur les cintres en acier dans les tunnels. Cette méthode et ses développements ultérieurs furent pendant de nombreuses années la base du dimensionnement des tunnels aux Etats-Unis.

Pour l'estimation de charge *Terzaghi* suppose qu'une certaine quantité de roche ou de sol se décomprime pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule générale :

$$= (+ \qquad \text{(III.1)}$$

H_P: Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale.

B: Largeur de la galerie.

H_t: Hauteur de la galerie.

K : représentant un coefficient multiplicateur dont la valeur dépend de la catégorie de terrain rencontrée.

La formule est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieur à 1.5 ($B + H_t$).

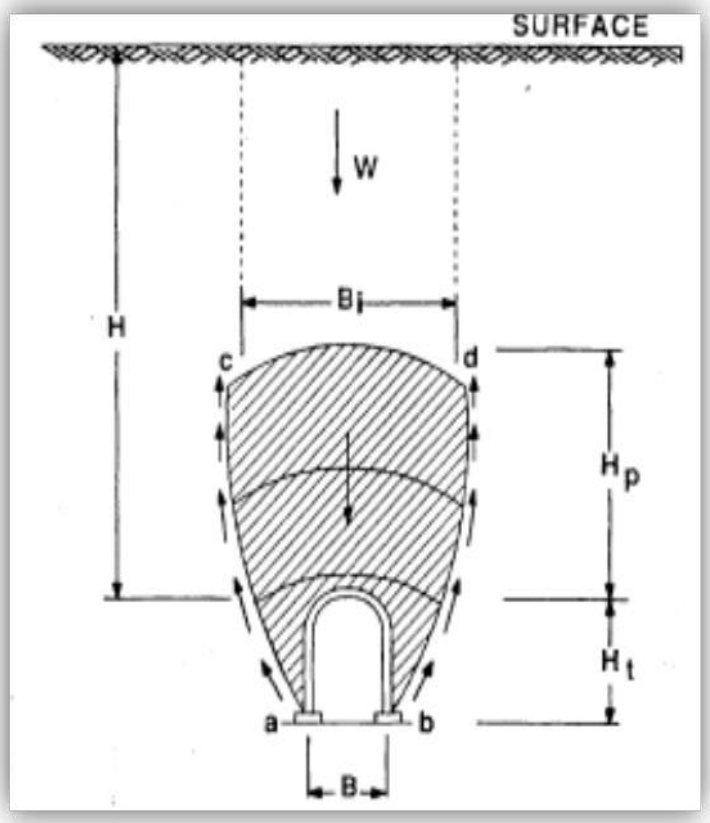


Figure III.1 : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (K.*Terzaghi* 1946).

Sur l'imprécision de la valeur donnée, *Terzaghi* affirme « Même si des programmes de calcul peuvent donner des valeurs plus correctes vis-à-vis de situations précises, ils ne donnent que des valeurs peu pratiques pour un pré-dimensionnement, au vu de l'incertitude des conditions de roches voisines à l'excavation ».

***Tableau III.1* : Hauteur de terrain décomprimée au-dessus d'une cavité (d'après *Terzaghi*, 1946).**

Nature de la roche	Charge H_p	Remarques
Dure et intacte	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
Dure et stratifiée	0 à 0.5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques Joints	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre
Modérément ébouleuse	0.25 à 0.35 (B+H_t)	Pas de pression latérale
Très ébouleuse	0.35 à 1.1 (B+H_t)	Peu ou pas de pression Latérale
Complètement broyée Chimiquement inerte	1.1 (B+H_t)	Pression latérale Considérable
Roche fluante à profondeur Modérée	1.1 à 2.1 (B+H_t)	Grande pression latérale Cintres circulaires Recommandés
Roche fluante à grande Profondeur	2.1 à 4.5 (B+H_t)	Grande pression latérale Cintres circulaires Recommandés
Roche gonflante	jusqu'à 75 m indépendant de (B+H_t)	Cintres circulaires Dans les cas extrêmes, cintres coulissants

Pour l'effet de voûte ; *Terzaghi* a étudié également l'influence des conditions de la roche et l'accroissement de la charge après que le soutènement soit mis en place. Pour ce faire, il définit la **période d'effet de voûte** comme étant le laps de temps entre l'excavation et la chute de la partie non supportée de la voûte. Celle-ci varie de quelques heures pour les roches gonflantes à quelques jours pour d'autres types de roches voir infini pour les roches saines.

Remarque :

Cette classification n'est valable que pour les tunnels de section rectangulaire et supportés par des cintres.

III.2.1.2 Rock Quality Designation (R.Q.D):

Le R.Q.D fut proposé par *D. Deere* en 1964. Il est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté, le RQD est calculé sur la longueur de passe de sondage :

$$R.Q.D = \frac{100 * \sum \text{des longueurs de carottes de longueur} > 10cm}{\text{longueur de la passe de carottage}}$$

Par longueur des morceaux d'une dimension supérieure à 10 cm, il faut entendre morceaux de roche saine. Par exemple, on peut extraire des carottes de plusieurs décimètres dans la mylonite ; un tel échantillon ne peut être considéré comme morceau de plus de 10 cm.

On calcule fréquemment le R.Q.D. pour chaque mètre de carottage. La longueur de la passe de carottage est alors 1 m.

Il convient d'utiliser un carottier de diamètre supérieur au moins à 50 mm pour que les morceaux de roche saine ne soient pas cassés en cours de prélèvement.

On utilise la valeur du R.Q.D. pour classer la roche suivant sa qualité.

Tableau III.2 **: Classification de la roche suivant R.Q.D**

R.Q.D.	Qualité de Roche
R.Q.D. < 25 %	Très mauvaise
25 % < R.Q.D. < 50 %	Mauvaise
50 % < R.Q.D. < 75 %	Moyenne
75 % < R.Q.D. < 90 %	Bonne
90 % < R.Q.D. < 100 %	Très bonne

III.2.1.3. Méthode de Z. Bieniawski :

Z. Bieniawski (1973-1983) utilise six paramètres pour classer les roches ;

1- La résistance de la matrice rocheuse :

Bieniawski reprend la classification de la résistance à la compression uni-axiale de la roche Intacte proposée par *Deere*. il propose également l'évaluation par le test de la charge ponctuelle dans lequel une carotte est chargée suivant un diamètre par deux pointes en acier (Broch & Franklin, 1972). On en déduit le **Is** (appelé Indice Franklin).

$$= \frac{}{2} \qquad \text{(III.2)}$$

Et la résistance à la compression uni-axiale par :

$$= 14 + 0.175 \qquad \text{(III.3)}$$

Avec : **P** la charge pour rompre l'échantillon de roche ;

D le diamètre de la carotte (en mm).

2- La Qualité de la roche via RQD de *Deere*.

3- L'espacement des discontinuités de la roche :

Le terme discontinuités reprend ici les joints, failles, stratifications et autres plans de faiblesse. A nouveau, *Bieniawski* s'inspire de la classification proposée par *Deere*.

4- La qualité des discontinuités de la roche :

Ce paramètre prend en considération l'ouverture des joints, leur continuité, leur rugosité et la présence éventuelle de matériaux de remplissage

5- Les conditions hydrologiques :

Des tentatives de prise en considération de l'influence de l'eau souterraine sur la stabilité des excavations, sont présentées sous diverses formes :

- Une mesure du débit d'eau entrant dans l'ouvrage.
- Le rapport entre la pression d'eau dans les joints et la contrainte principale maximale.
- Une observation qualitative des venues d'eau.

6- Orientation des discontinuités :

Ce dernier paramètre est traité séparément, car l'influence de l'orientation des joints se marque différemment suivant le type d'application ; à savoir les tunnels, les talus ou les fondations.

Remarquons que la valeur prise par cette note d'ajustement est le fruit d'une estimation qualitative.

Chaque paramètre reçoit une note voir (*Tableau III.3*) pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité de la roche.

Tableau III.3 **: Paramètres de classification des roches et notes de pondération.**

Paramètres			coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice de Franklin	>8 MPA	4-8 MAP	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	Espacements des joints		>3m	1-3m	0,3-1m	50-300mm	<50mm		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continus .En pontes en contact .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes altérées	Surface lustrées ou remplissage <5mm Joints continus	Remplissage mou >5mm ou joints ouverts > 5mm joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau		<25l/min	25-125 l/min	>25l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Hydrogéologie	Complètement sec		Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note		10		7	4	0		

III.2.1.4. Méthode de N. Barton:

La méthode de Barton est une classification empirique des massifs rocheux. Le principe de cette classification est le même que celui de la classification de *Bieniawski*, c'est à dire "noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres". La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice **Q**, calculé à partir de six paramètres.

Le **Q**-system permet aussi de définir le mode de soutènement à mettre en place, à condition de connaître la valeur de **Q**, la largeur de l'excavation et la fonction de l'excavation.

La connaissance de **Q** permet également par corrélations de calculer différents paramètres comme les **RMR** équivalents, le module de déformabilité (**Em**), la pression s'exerçant sur le soutènement au niveau du toit et des parois et la vitesse des ondes **P.**

Généralités :

A partir de l'analyse de plus de 200 cavités souterraines (principalement des tunnels routiers et hydroélectriques), Barton, Lien et Lunde du Norwegian Geotechnical Institute (NGI), ont proposé un indice pour la détermination de la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel.

Indice de qualité Q est déterminée par 6 paramètres de la façon suivante :

$$= \frac{\cdot\ \cdot}{} . \frac{}{} \qquad \text{(III.4)}$$

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

  Barton & Al donnent les commentaires suivants, qui permettent d'expliquer le regroupement des paramètres par paire :

1- Le premier rapport (R.Q.D. J) représente la structure du massif rocheux et est une mesure de la taille moyenne des blocs rocheux.

2- Le second rapport (J J) représente la résistance au cisaillement entre les blocs. Il est directement proportionnel à la rugosité des faces des joints (élément favorable pour la stabilité du tunnel car il en résulte une forte dilatance lors du cisaillement) et inversement proportionnel à l'épaisseur du joint (élément pouvant être extrêmement défavorable car un remplissage en argile sera caractérisé par un angle de frottement très faible).

3- Le troisième rapport (J SRF) reprend deux paramètres de contraintes. *Jwest* une mesure des pressions d'eau, qui agissent bien entendu à l'encontre de la résistance au cisaillement des joints, suite à une réduction de la contrainte normale effective ; et SRF est une mesure :

- Du poids des terrains à soutenir lorsque le tunnel est creusé dans un massif présentant des discontinuités.
- Du champ des contraintes préexistantes dans le cas d'une roche saine.
- De la charge induite par le fluage de roches plastiques.

Ce dernier rapport, difficile à évaluer, apparaît donc comme un facteur empirique décrivant les "contraintes actives" dans le massif rocheux.

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

Tableau III.7 **: Classification de la qualité de la roche**.

Valeurs	Qualité du massif
400-1000	Exceptionnellement bonne
100-400	Extrêmement bonne
40-100	Très bonne
10-40	Bonne
4-10	Moyenne
1-4	Mauvaise
0,1-1	Très mauvaise
0,01-0,1	Extrêmement mauvaise
0,001-0,01	Exceptionnellement mauvaise

Domaine d'application du Q-system :

Détermination du mode de soutènement :

Afin de pouvoir relier leur "Tunneling Qualité Index" Q à des recommandations de soutènement dans les ouvrages souterrains, Barton & al ont défini une grandeur supplémentaire qu'ils appellent la dimension équivalente (***De)*** de l'excavation :

(III.5)

$$= \frac{\text{portée ,diamètre ou hauteur de l excavation (en m)}}{\text{ESR}} \qquad \text{(III.5)}$$

Avec ESR (Excavation Support Ratio) étant un facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité.

Détermination des efforts :

La valeur de l'indice Q est utilisée dans le calcul de la pression qui s'exerce sur le soutènement. Au niveau de la voûte la pression s'exprime de la façon suivante :

$$_{\text{voûte}} = \frac{2}{} \quad \frac{1}{3} \qquad \text{(III.6)}$$

Au niveau de la paroi, des observations ont montré que la pression qui s'exerce sur le soutènement est égale au tiers de la pression qui s'exerce au niveau de la voûte, en supposant un état de contrainte "normal" :

$$\begin{cases} _1 = \ _3 \\ _3 = \\ \frac{3}{} = 0.5 \end{cases}$$

Un nouvel indice **Qp** est recalculé. Il correspond à l'indice Q mais au niveau des piédroits et se nomme "Wall qualité" ou indice de qualité au niveau des piédroits". La valeur de **Qp** se calcule à partir de Q :

$$\begin{cases} = 5 \quad \text{Quand: } Q > 10 \\ = 5 \quad \text{Quand: } 0.1 < \ < 10 \\ = 5 \quad \text{Quand: } Q > 0.1 \end{cases}$$

Détermination du module de déformabilité du massif :

Le Q-system permet de calculer le module de déformabilité du massif.

Pour un même massif rocheux il existe trois valeurs de module de déformabilité : un module minimum (E_{min}), un module maximum (E_{max}) et un module moyen (E_{moy}).

Ces trois modules peuvent être calculés à l'aide de l'indice Q :

$$\begin{cases} = 10 \\ = 40 \\ = 25 \end{cases}$$

Barton présente aussi la formule ci-après qui permet de calculer (E_m) à partir de l'espacement des discontinuités (**S**), de la raideur normale des joints (K_n) et du module de déformabilité de la roche intacte (Ei) :

$$= 100 \qquad \frac{\qquad}{2} \qquad \text{(III.7)}$$

III.2.1.5. Classifications de l'AFTES (1993):

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

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

a. Principe :

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

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

En plus de ces critères relatifs au massif rocheux, l'AFTES prend en considération :

b. Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution :

- Les dimensions et la forme de la cavité.
- Le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique du pré-découpage, soit purement mécanique.

c. Des critères relatifs à l'environnement :

- La sensibilité de l'environnement aux tassements.
- Les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

d. Recommandations :

Pour chacun des critères énumérés ci-dessus, l'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement : béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou à ancrage réparti, cintres, voussoirs...

En effet, divers tableaux ont été élaborés afin d'indiquer, en fonction de la valeur des paramètres qui caractérisent les différents critères en question, si le soutènement considéré est :

- Soit particulièrement recommandé.
- Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorable (plutôt favorable).
- Soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).
- Soit en principe impossible.

Tableau III.8 : **Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités (d'après AFTES, Groupe n°7,1974).**

Discontinuités (cas ou l'excavation est faite à l'explosif avec découpage)			Pas de soutènement	Boulons			Cintres		Voussoirs			Tubes préforée	Procédés spéciaux			
				Béton projeté	Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres lancées	lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblée	béton		Bouclier ou pousse tube	injection	Air comprimé	congélation
Nº de familles	orientation	Espacement (1)				(2)										
N1			●				X			X	X	X	X	X	X	X
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●				X			X	X	X	X	X	X	X
N2 N3 Ou N4	quelconque	S1			●		X			X	X	X	X	X	X	X
		S2			●	●	X			X	X	X	X	X	X	X
		S3		●	Gr	● Gr	X				X	X	X		X	X
		S4	X	●	Gr- Bp	● Gr- Bp	X	● Gr - Bp	● Gr - Bp				X		X	X
		S5	X	●	X	Bp	X	● Gr - Bp	● Gr - Bp				X		X	X
N5			X	●	X	Bp	X	● Gr - Bp	● Gr - Bp	●			X	●	X	X

Nota : (1) pour la famille la plus dense

(2) scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE

Gr = avec grille continue

Bp = avec béton projeté

Bl = avec blindage bois ou métallique

⊙ Particulièrement recommandé (Nettement favorable)

□ Possible à condition que d'autres cintres soient particulièrement Favorables (plutôt favorable)

☒ Très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt Défavorable)

⊠ En principe impossible

III.2.2. Méthodes Analytiques :

Les méthodes analytiques permettent de déterminer quantitativement les paramètres de dimensionnement à partir d'un modèle, destiné à schématiser le comportement de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations qui lui sont appliquées, ainsi permettent rapidement d'obtenir des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer l'influence de certains paramètres sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement.

Toutefois, leur domaine d'application directe est limité, en raison des hypothèses de calcul très restrictives sur lesquelles elles reposent.

Les méthodes analytiques se basent sur des hypothèses simples visant à simplifier la modélisation du problème rencontré.

Ces simplifications portent sur les hypothèses suivantes :

- La géométrie : le tunnel est supposé à section circulaire et d'axe horizontal.
- La stratigraphie : on ne prend en compte qu'une seule couche de terrain supposée homogène.
- La loi de comportement du sol : supposée élastique linéaire ou élasto-plastique.
- L'état initial de contraintes est supposé isotrope et homogène.
- Les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre des petites déformations. [7]

III.2.2.1. Tunnel non revêtu à comportement élastique linéaire :

Kirsch (1898) (cité par Goodman (1980)) a donné une solution analytique pour un tunnel circulaire non revêtu à grande profondeur. Le comportement du sol considéré est le comportement élastique linéaire. La galerie est assimilée à une cavité dans un milieu infini.

Le champ de contraintes est défini par ses coordonnées polaires (r, θ). *Pender* (1980) a donné la solution la plus explicite pour un tunnel circulaire non revêtu à grande profondeur. *Obert* et Duval (1967) (cités par *Poulos* et Davis (1974)) ont trouvé une solution analytique pour un tunnel rectangulaire avec des coins arrondis.

La solution analytique d'un tunnel de forme elliptique a été proposée par *Terzaghi* et *Richart* (1952) (cités par *Poulos* et Davis (1974) et la solution d'un tunnel non circulaire

(ellipse, demi-circulaire etc.) non revêtu à grande profondeur, a été établie par *Exadaktylos* et al. (2002).[9]

La plupart de ces méthodes utilisent les hypothèses susmentionnées, et leur calcul se fait par ces étapes :

- Calculer les contraintes (σ_r, σ_θ, $\tau_{r\theta}$) et les déformations dans le sol dus aux champs initiaux des contraintes. Ensuite les déplacements initiaux U_i et V_i peuvent être calculés après intégration.

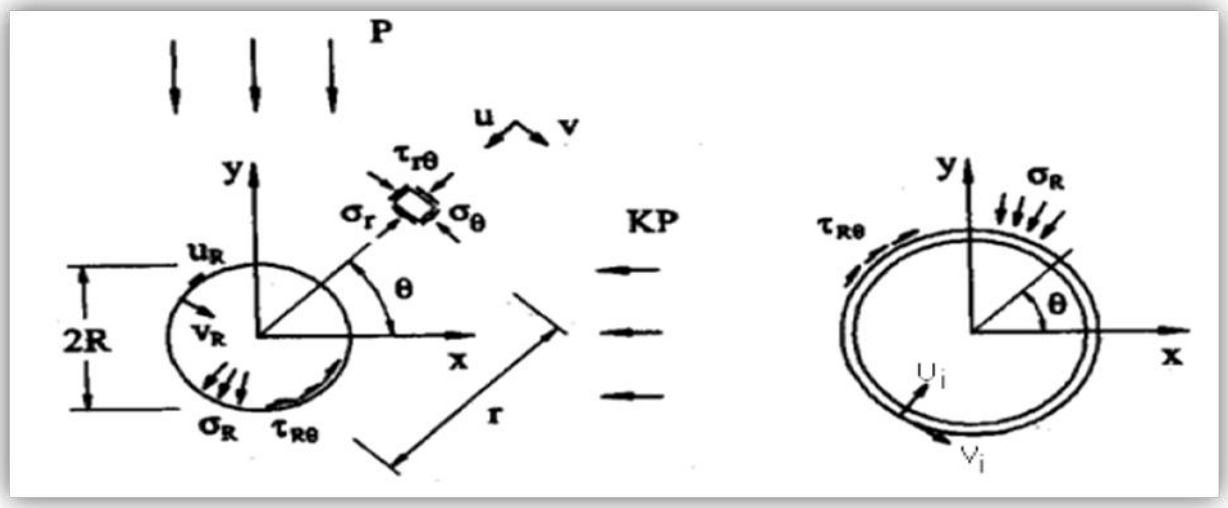


Figure III.2 **: Les contraintes et les déplacements.**

- Calcul de la contrainte totale et le champ de déplacement supplémentaire dans le sol ainsi que les contraintes de contact à l'interface sol-soutènement. Le champ de déplacement supplémentaire = déplacement pour une excavation circulaire causé par des contraintes externes (excavation) moins les déplacements causé par les contraintes in-situ.
- Calcul des forces internes dans le soutènement (Ms, Ts).

Ces trois étapes de calcul ci-dessus mènent aux équations finales qui donnent le déplacement radial **u**, le déplacement tangentiel **v**, effort axial **N** et moment **M** dans le soutènement.

Cas général :

Dans le cas d'un tunnel non revêtu à section circulaire (rayon R) creusé dans un massif homogène isotrope élastique, les déplacements sont définis par la relation suivante :

Équation : Déplacement radial.(III.8)

$$= \frac{1+}{} \cdot \frac{}{} \quad ^2$$ Équation : Déplacement radial. (III.8)

L'intégration de la composante radiale le long du périmètre de la cavité donne la perte de sol

$$= 2\frac{1+}{} \cdot \cdot \quad ^2$$ Équation : perte de volume. (III.9)

Chapeau [1991] propose une expression du tassement en surface (toujours pour un milieuélastique linéaire) en retenant deux hypothèses supplémentaires :1/3< ν <1/2 et 0.5<K_0<1 .

$$= 2\frac{}{} \quad ^2$$ Équation : tassement en surface. (III.10)

III.2.2.2. Tunnel non revêtu à comportement élastoplastique :

Panet (1973, 1976), *Detournay* et *Fairhurst* (1987) ont proposé une solution analytique pour un tunnel circulaire non revêtu à grande profondeur avec un comportement élasto-plastique de *Mohr-Coulomb*. Le champ de déplacement est supposé purement radial et les contraintes de cisaillement uniformément nulles. Ils ont introduit R_p comme un rayon plastique. Ces solutions analytiques en comportement élasto-plastique fournissent, pour les ouvrages profonds, d'assez bons ordres de grandeur en ce qui concerne les déplacements et les contraintes autour de la cavité.

Parmi les analyses élasto-plastiques on a :

- *Panet* (1979).
- Théorème limite (1950). [*Caquot, Atkinson, Mühlhaus*].
- Convergence-confinement (1980). (Le troisième chapitre est réservé à cette méthode par façon approfondi).

a. Théorème de Panet :

En 1979, *Panet* a étudié la contraction quasi-statique d'une cavité à symétrie cylindrique dans un milieu infini. Le matériau constituant le massif est homogène et isotrope et obéit au critère

de rupture de *Mohr-Coulomb*. L'élasticité du massif est linéaire. La loi de comportement plastique permet une variation de volume permanente, en supposant la compressibilité en phase plastique indépendante des déformations.

Cette méthode analyse la variation de convergence (déplacement radial) au niveau du tunnel et de la valeur du rayon plastique en fonction de la pression à l'intérieur de la cavité.

- **Critère de rupture et loi de comportement plastique :**

Au début de la baisse de pression, suite à l'excavation du massif, et tant que la variation de pression à l'intérieur de la cavité reste suffisamment petite, l'état de contrainte est élastique dans tout le massif (solution de Lamé). Ensuite la variation de pression devient suffisamment grande et le massif qui est isotrope obéit au critère de plasticité de Mohr-Coulomb.

Au-delà de la phase élastique, c'est-à-dire lorsque le seuil de résistance du massif rocheux est atteint, le matériau est modélisé selon un type de comportement. Ensuite, il convient de définir une loi de déformation lors de la rupture. *Panet* a proposé une relation linéaire entre les variations des déformations principales maximales $\Delta\varepsilon_1$ et minimales $\Delta\varepsilon_3$ se développant dans la zone plastique :

$$\Delta \quad + \quad \Delta \quad = \qquad \text{(III.11)}$$

Avec : paramètre de dilatance.

Remarque :

La méthode de *Panet* qui traite un cas hydrostatique, a été approfondie et élargie au domaine non-hydrostatique par *Detournay*. Dans ce cas, la symétrie de la zone plastique dépendra du rapport entre la contrainte horizontale et verticale (coefficient de pression des terres K_0).

b. *Théorème limite :*

- Le théorème limite est apparu dans les années 1950 afin d'étudier les comportements des tunnels à basse profondeur.

L'analyse limite est une application directe des théorèmes des limites inférieures et supérieures.

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

Le théorème de la limite supérieure établit que toute solution cinématiquement admissible constitue une valeur limite supérieure à la pression interne nécessaire à la stabilité de l'excavation.

Toute solution statiquement admissible donne une valeur de la pression interne qui sera supérieure à la valeur critique en-dessous de laquelle il y aura rupture. Cette solution représente donc une estimation allant du côté de la sécurité pour la pression nécessaire de support. Solution statiquement admissible de Caquot (1956) :

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

$$= \quad 1 \quad - \quad ^{1} + \frac{}{2} \; 1 \quad - \quad ^{2} \qquad \text{(III.12)}$$

Où :

$$= \frac{}{} \qquad \text{(III.13)}$$

$$= \quad ^{2} \; \frac{}{4} + \frac{}{2} \qquad \text{(III.14)}$$

Solution statiquement admissible d'Atkinson et Potts (1977) :

On considère qu'il y aura rupture lorsque le rayon plastique atteindra le sol. Les équations d'équilibre sont intégrées dans l'aire circulaire qui s'étend du périmètre du tunnel jusqu'à la surface. Les contraintes à l'intérieur de cette surface sont supposées à l'état plastique. Cette solution pour le cas de :

- Tunnel circulaire.
- Contraintes hydrostatiques.
- Matériaux sans cohésion.

Solution statiquement admissible de *Mühlhaus* (1985) :

Mühlhaus a également proposé une solution similaire aux deux précédentes solutions mais a surtout proposé une solution statiquement admissible pour la longueur non-supportée **L** de l'excavation.

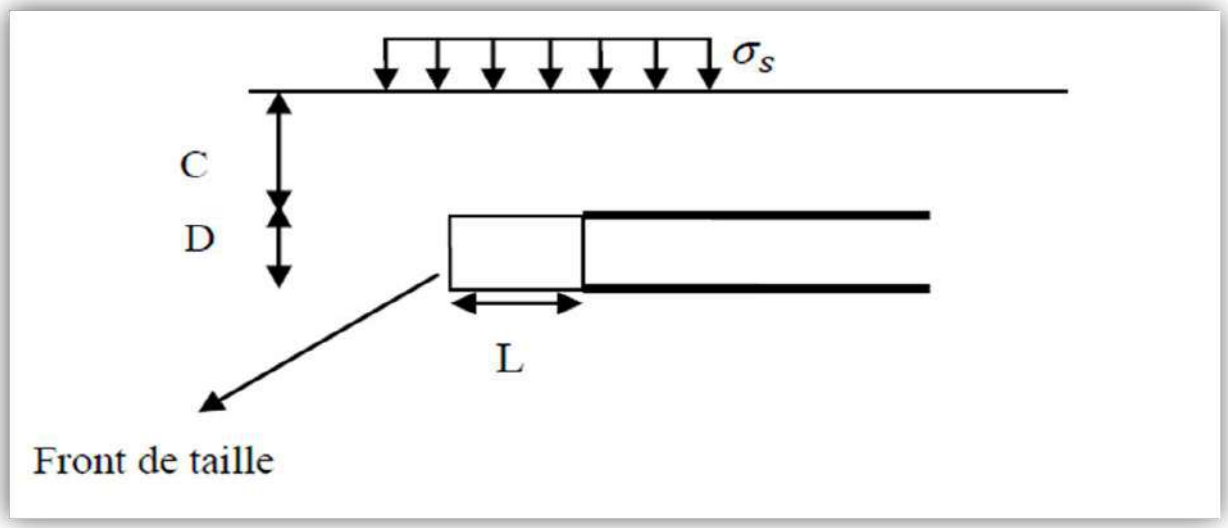


Figure III.3 : **Portée non soutenue d'un tunnel.**

La portée non soutenue **L** et le diamètre **D** du front d'attaque définissent une sphère de surface ***S1*** et celle-ci est comprise dans une autre sphère de surface ***S2*** dont l'extrémité supérieure atteint la surface.

En considérant les contraintes à l'intérieur de ce volume comme à l'état plastique, les conditions limitées à la surface ($\boldsymbol{\sigma_s = \sigma_r}$), on peut intégrer les équations d'équilibres pour obtenir l'expression de *Mühlhaus* :

$$\mathbf{L = D}\sqrt{\frac{(1+2)\frac{H}{D})^2}{[1+(\lambda_P-1)\frac{\sigma_s}{\sigma_u})^{\frac{1}{\lambda-1}}}} \text{(III.15)}$$

$$\boldsymbol{\lambda_e = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)} \text{(III.16)}$$

: la surcharge au niveau de la surface.1

: résistance à la compression non confinée du sol.

III.2.2.3. Tunnel non revêtu à faible profondeur :

Le problème du tunnel circulaire non revêtu dans un massif semi-infini (à faible profondeur), homogène et isotrope, à comportement élastique linéaire a été étudié par plusieurs auteurs. Quelques résultats intéressants ont été obtenus pour la distribution des contraintes autour de la cavité (*Mindlin* (1940), cité par *Poulos* et Davis (1974)) et les déplacements générés en surface (*Sagaseta* (1987,1988) ; *Uriel* et *Sagasetta* (1989)).

III.2.2.4. Tunnel revêtu à grande profondeur :

L'étude théorique d'un tunnel circulaire revêtu à grande profondeur est complexe, car elle nécessite la résolution d'un problème d'interaction sol-structure entre le terrain et le soutènement. Quelques solutions analytiques ont été développées pour estimer les déplacements, les efforts normaux et les moments fléchissant dans le soutènement pour des massifs à comportement élastique linéaire (*Peck* (1969), *Burns* et *Richard* (1964), cités par *Poulos* et Davis (1974) ; Wood (1975), *Ahrens* et al. (1982)).

La solution la plus explicite a été établie par Einstein et *Schwartz* (1979), qui ont résolu, en déformation plane, le problème d'une coque cylindrique infiniment longue, enfouie à grande profondeur. Le massif est supposé avoir un comportement élastique linéaire. Les contraintes initiales sont constantes et anisotropes. Le sol et le revêtement ont un comportement élastique linéaire isotrope. Le soutènement subit la totalité des forces de déconfinement (forces équivalents à l'excavation), appliquée instantanément. Einstein et Schwartz (1979) ont étudié deux configurations d'interface : adhérence parfaite et glissement parfait.

III.2.3. Les méthodes numériques :

Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte directement la réponse du terrain et du soutènement, ainsi que d'une grande partie des spécificités du projet (tant sur le plan géométrique que géotechnique). Ses utilisations ont pris une ampleur considérable au cours des dernières années, aussi bien pour des fins de recherche que pour des applications à des projets. Toutefois, des progrès restent nécessaires pour améliorer les moyens de représenter, dans le calcul, les particularités de comportement des terrains et les modes de chargements induits par des méthodes de réalisation particulières.

Les méthodes numériques permettent d'obtenir le champ des déplacements, contraintes et des déformations en tout point du massif autour de l'excavation ou le soutènement et de traiter

une large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes. L'avantage incontestable des méthodes numériques est d'aborder des problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

III.2.3.1 Méthode numériques appliqués aux tunnels :

Pour le cas des tunnels, ces méthodes permettent de tenir compte des facteurs suivants :

- Géométrie complexe (interaction de tunnels, tunnels non circulaires, … etc.).
- Forces de gravité.
- Prise en compte de l'eau interstitielle.
- Interaction sol/structure.
- Comportement non-linéaire du sol et du soutènement (lois élasto-plastiques, viscoplastiques, ou élasto-viscoplastiques).
- Anisotropie des terrains et de l'état de contraintes initial.
- Charges de surfaces… etc. [7]

III.2.3.2 Les différents types de modélisations de tunnel :

Dans le cadre de projets d'ingénierie relatifs aux études de conception d'ouvrages souterrains, plusieurs types de modélisation peuvent être mis en œuvre :

a. La modélisation 2D en déformations planes :

La modélisation en déformations planes, dite (2D-plan), consiste à admettre que la déformation portée par la perpendiculaire au plan de l'étude est nulle. Par exemple, si le plan de l'étude est noté (1,2) (figure III.4), alors : $_{33} = 0$ et $_{13} = _{23} = 0$. Le problème 3D peut ainsi être résolu comme un problème à deux dimensions qui ne dépend que des variables $_1$ et $_2$.

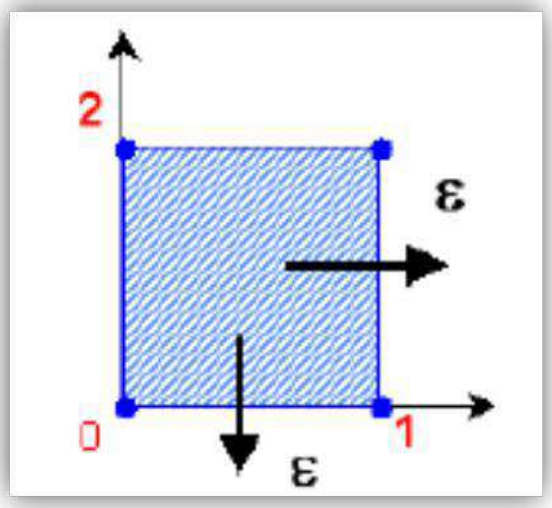


Figure III. 4 : **Repère du problème 2D-plan.**

En déformations planes, un tunnel peut alors être modélisé par sa section transversale ou longitudinale mais :

- Dans la section transversale, le tunnel est supposé infiniment long dans la direction de son axe.
- Dans la section longitudinale, le tunnel est considéré comme une excavation de longueur infinie.

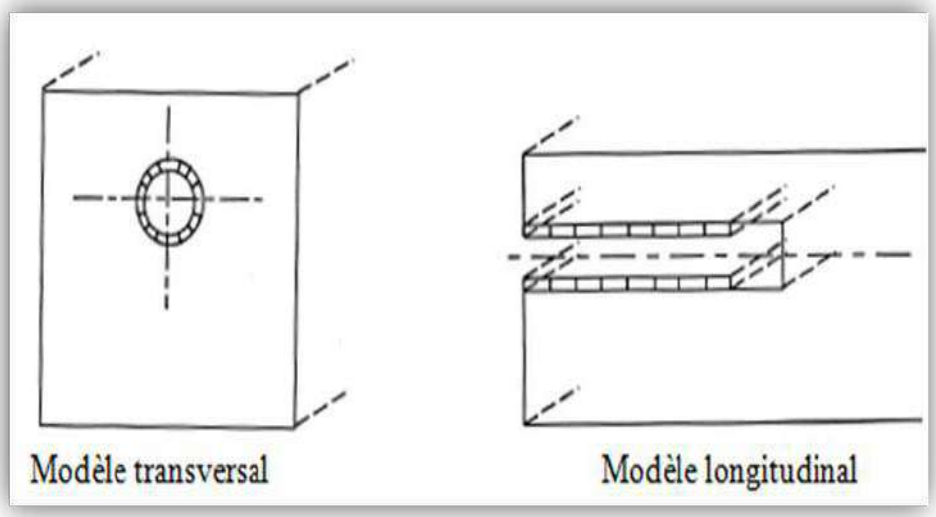


Figure III.5 :**Modèle transversal et longitudinal du tunnel.**

Dans la pratique, on utilise le plus souvent une analyse 2D en coupe transversale. Néanmoins, pour pouvoir simuler les effets tridimensionnels dus à l'avancement du front de

taille, la méthode la plus courante consiste à s'appuyer sur la méthode convergence-confinement. Cette analyse 2D est rapide par rapport à l'analyse tridimensionnelle et permet donc d'utiliser des modèles de comportements plus complexes si les données de terrain sont suffisantes.

La modélisation transversale ne permet cependant pas d'analyser la stabilité du front de taille.

Pour effectuer cette étude, on peut envisager une modélisation longitudinale parallèlement à l'axe du tunnel, mais les résultats obtenus sont toujours insatisfaisants. En effet l'excavation est considérée comme une bande de longueur infinie alors que le tunnel est circulaire, ce qui conduit à négliger l'effet de voûte se produisant autour du tunnel.

b. La modélisation tridimensionnelle :

C'est le type qui permettant de traiter le problème rencontré dans toute sa complexité car il peut prendre en compte :

- La géométrie tridimensionnelle du projet (tunnel en forme de fer à cheval, tunnel incliné, écaille de sol, etc...).
- L'état de contraintes initial (coefficient des terres au repos).
- Le phasage souvent complexe de la technologie d'excavation retenue (radier décalé).
- L'ensemble des phénomènes mis en jeu (effet de voûte au front de taille, mise en place du soutènement, etc.…).

C'est aussi l'approche la plus exigeante en taille du système, en temps de calcul et en temps d'exploitation des résultats. Compte tenu de sa lourdeur, ce type de calcul reste encore du domaine de recherche et de projets importants afin de valider des approches simplifiées.

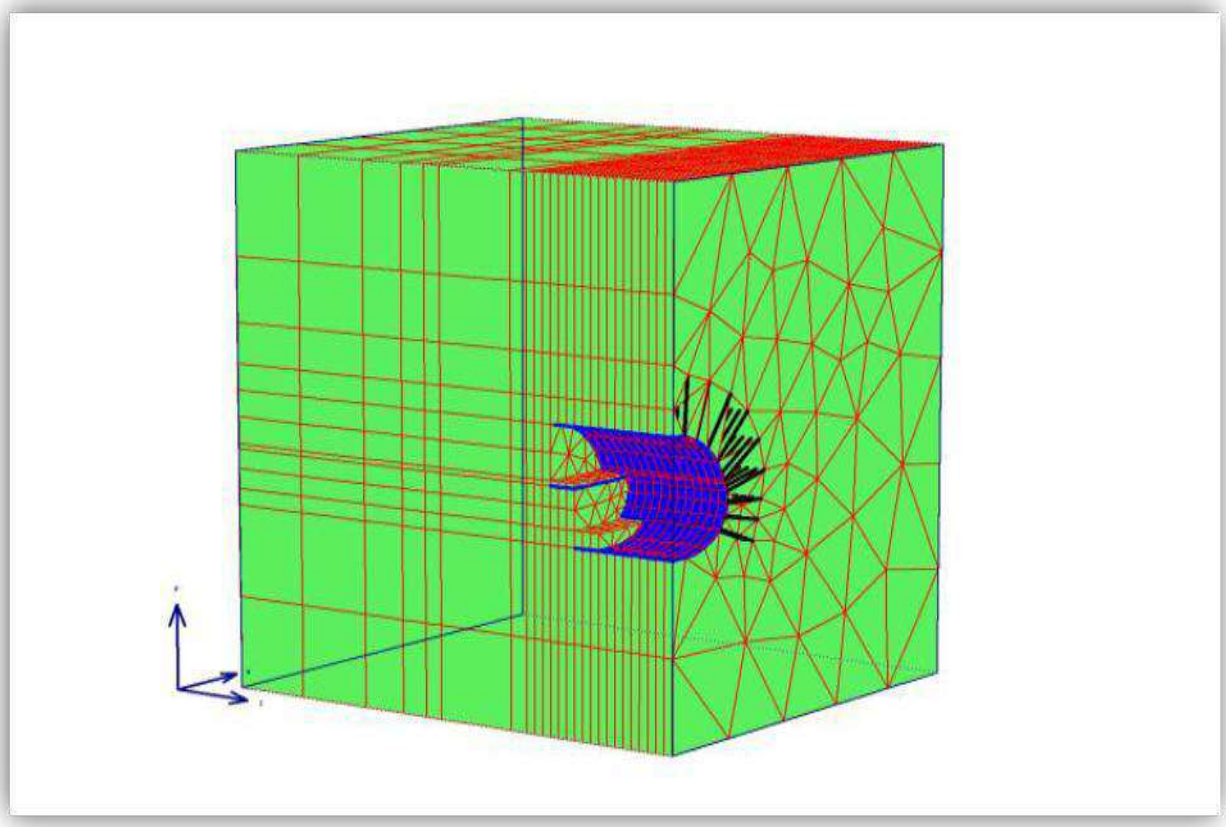


*Figure III.6 :***Exemple de maillage 3D.**

III.2.4 La méthode des réactions hyperstatiques :

L'AFTES (1993) a établi une recommandation portant sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains et une parmi les méthodes recommandées est la méthode des réactions hyperstatiques. Cette méthode est adaptée à l'étude du comportement du soutènement soumis à des forces extérieures, qui représentent l'action du massif de sol ou de roche.

On distingue alors des charges dites « actives » qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieures ou extérieures, poussées du terrain) et des charges dites « passives » qui sont des réactions hyperstatiques dépendant de la déformation (ce sont classiquement les réactions de butée du terrain).

Les déformations et les efforts (M, N, T) du revêtement sont calculés par les formules de la résistance des matériaux : suivant le cas, le revêtement est assimilé à un portique, un arc, une coque ou une structure à barres. Les déformations du sol derrière le soutènement sont représentées à l'aide de modules de réaction, qui supposent que la réaction en un point dépend

linéairement du déplacement de ce point. L'approximation de base de ces méthodes est que tous les facteurs liés au massif de sol (déformabilité, état initial, etc.) sont modélisés par les forces extérieures et par les modules de réaction. Le coefficient K dépend des caractéristiques du terrain mais aussi du rayon moyen de l'excavation et de sa forme.

Cette méthode privilégie l'analyse de la structure de soutènement, et ne permet pas d'estimer les déformations du terrain. [9]

III.3 Conclusion :

Les méthodes empiriques sont utilisées fréquemment dans les études préliminaires des tunnels creusés dans les roches. Le principal intérêt de ces méthodes est de contraindre l'ingénieur à une description exhaustive et quantitative de la roche, mais elles ne considèrent pas la possibilité de rupture des roches.

Les méthodes analytiques sont très pratiques et très utiles, car elles nous aident à la compréhension du comportement du massif et du fonctionnement du soutènement. Mais les limitations de ces méthodes sont liées à la géométrie du tunnel (tunnel circulaire), à la 1géométrie du sol (une couche unique) et au comportement relativement simple du sol et du soutènement.

La méthode de calcul numérique, peut être considérée comme la plus efficace pour l'analyse de la stabilité d'un tunnel, de l'interaction sol-structure et pour dimensionner le soutènement. L'outil le plus performant dans le calcul numérique utilise des modèles tridimensionnels car ils peuvent prendre en compte le comportement des sols et des structures dans le cas de géométries complexes ou des méthodes de construction comportant un grand nombre de phases. Mais ils sont plus complexes et plus coûteux en durée de calculs et en temps passé à l'interprétation des résultats que les modèles bidimensionnels ou axisymétriques. C'est pour cela que, les modèles les plus courants utilisés dans les bureaux d'études sont les modèles bidimensionnels, axisymétriques, ou la combinassions les deux (méthode convergence-confinement).

La méthode des réactions hyperstatiques est une méthode directe pour dimensionner le soutènement et elle peut être utilisée aisément .Et elle se base sur des hypothèses très simplificatrices.

ChapitreIV :
La méthode de (convergence-confinement)

IV.1. Introduction :

Laméthodedeconvergence-confinement est une méthode de calcul simple maislargement suffisante dans bien des cas. Si elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage,l'anisotropie de comportement mécanique éventuel et l'anisotropie des contraintes géostatiques (elle suppose une symétrie de révolution de ces conditions autour de l'axe dela galerie).

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

La convergence est liées 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 sort 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, La méthode de convergence-confinement s'est née suit au succès de la« Nouvelle Méthode Autrichienne » où « méthode de creusement avecsoutènement immédiat » (selon les recommandations de l'AFTES) qui assure laparticipation effective du terrain à sa propre stabilité.

IV.2. NATM «New Autrichienne Tunneling Méthode » :

Si la profession a vu surtout dans cette méthode des procédés, son originalité est d'abord dans la compréhension des phénomènes et la façon d'y répondre : puisque le terrain travaille avant qu'un soutènement soit pleinement sollicité, il convient de l'aider à se soutenir lui-même en mobilisant au maximum sa résistance. Ceci conduit à bannir le mot soutènement : au lieu de l'Allemand *Stützung,* supportage, *Sicherung* a le sens très général de protection, et ce changement de vocabulaire traduit bien le chargement de conception ; le même mot s'applique à l'assurance de l'alpiniste.

Au niveau du dessin, aider le terrain à se soutenir lui-même suppose d'abord d'éliminer les angles des contours pour donner une courbure raisonnable aux isostatiques, « aider les contraintes à contourner la cavité ». L'usage alors classique de cintres à piédroits rectilignes a bien montré que leur déformation se localise au changement de courbure. Indépendamment

d'ailleurs, *A. Caquot* a dessiné à cette époque une courbe à courbure continue pour une galerie de l'aménagement hydroélectrique de la Durance, courbe connue sous le nom de « caquoïde », qui présente un rayon de courbure diminue en clé de voûte et agrandi en radier. Au niveau de l'exécution, le maintien de la résistance du terrain s'obtient :

- d'abord par projection de béton aussitôt après le tir ou la passe d'abattage mécanisé, pour éviter la décohésion des graines et blocs, et plus tard l'influence des variations hygrométrique ;
- ensuite par un boulonnage radial qui s'oppose à la rupture par cisaillement au sein de la zone plastifiée.

Cette pratique est déjà efficace contre le seul pesanteur, en l'absence de contraintes significatives : le béton projeté dans les interstices et hors-profils rejointoie les blocs susceptibles d'être libérés (d'où la disparition de toute prescription sur l'épaisseur minimale « sur pointes » du béton à mettre en place), et les boulons s'opposent à la chute des premiers blocs, qui restent arc boutés.

Dès lors que le niveau de contrainte menace de dépasser le comportement élastique, il faut compter avec un certain délai « de grâce » puisque la déformation plastique (ou pseudo-plastique) n'est pas instantanée (ce que reflète la classification de *Lauffer, 1958*), et comme la désorganisation qui l'accompagne augmente en fonction du temps écoulé, il convient de fermer le conteur aussitôt que possible.

Les sections divisées ont d'abord été découpées en tranches horizontales, en parant du haut vers le bas, avec un souci d'enchaînement rapide pour fermer le contour en moins d'une semaine (*Pacher 1974,* s'appuyant sur la classification de *Lauffer*). Plus tard, dans les tunnels urbains à faible profondeur, un découpage en tranches verticales a été préféré, avec des sections élancées ogivales à la partie supérieure ; ces formes sont bien adaptées aux faibles contraintes horizontales.

Au tunnel routier du *Tauern* (Autriche) en *1973*, le béton projeté, bien qu'armé et complété par un puissant boulonnage, ne parvenait pas à contenir les grandes déformations de schistes cristallines très tectonisés ; la coque initiale continue a été partagée en segments non jointifs qui ont permis d'obtenir la stabilisation avec un minimum de convergence.

Le recours à la plasticité justifie l'application aux tunnels profonds, mais n'est pas acceptable à faible profondeur, car la zone plastifiée gagne la surface et s'écroule, ni aux tunnels proches, que la zone plastifiée va réunir. L'exemple de la gare souterraines de *Heathrow* est démonstratif à cet égard. [1]

IV.3. ***La méthode de (convergence- confinement) :***

IV.3.1. Définition de la convergence :

La convergence des tunnels est la variation de la distance entre deux points situés sur la paroi des tunnels. Lorsque les deux points sont diamétralement opposés, la convergence peut, dans la plupart des cas, être assimilée à la somme des deux déplacements radiaux. La convergence est en fonction de la distance ***x*** entre la section de mesure et le front de taille, du temps ***t*** qui s'est écoulé depuis le passage du front de taille au niveau de la section de mesure, de la distance non soutenue **d** derrière le front de taille et de la rigidité du soutènement **Ks,** soit de façon générale :

$$= \quad , \quad \text{(IV.1)}$$

Les mesures de convergence sont obtenues en utilisant les méthodes traditionnelles d'auscultation des tunnels. Mais elles ne nous donnent pas accès à la convergence qui se produit en avant du front de taille appelé la pré-convergence. Pour résoudre ce problème.

Lunardi (*1993*) a proposé une méthode appelée la méthode ADECO-RS qui mesure l'extrusion du terrain en avant du front de taille, c'est-à-dire le déplacement de points situés en avant du front suivant l'axe du tunnel en fonction de l'avancement du front de taille. Des renseignements très utiles de l'amplitude et de la variation de l'extrusion en fonction de la distance au front de taille peuvent être tirés, notamment pour la mise en œuvre de pré soutènement ou de pré-confinement. Trois situations du front de taille peuvent être distinguées schématiquement :

- Le front de taille est stable et l'extrusion au front de taille est faible,

- Le front de taille est stable mais présente une extrusion notable liée aux déformations en avant du front de taille.
- Le front de taille est instable et s'éboule.
- Les deux premières situations constituent le domaine d'application courant de la méthode convergence-confinement. En ce qui concerne la troisième situation on peut se référer aux recommandations *Clouterre1991* (additif *2002*). [9]

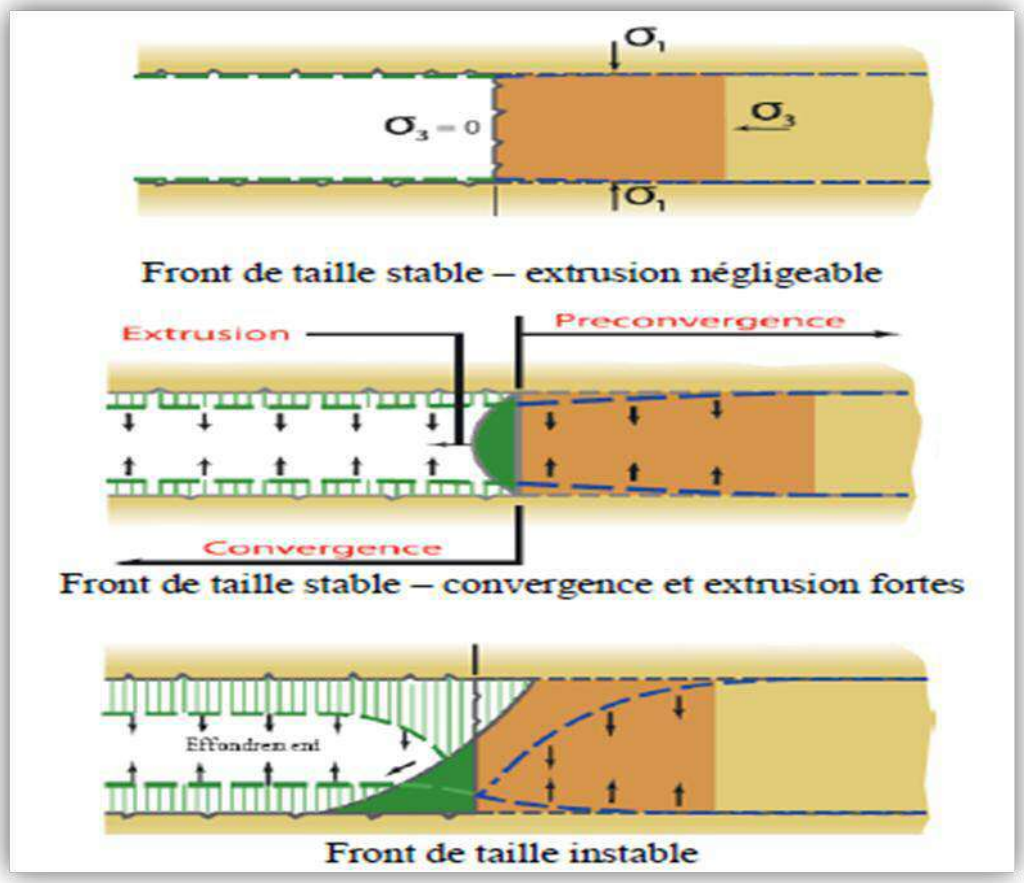


Figure IV.1 : Extrusion et instabilité au front de taille d'un tunnel.

IV.3.2. Principe de la méthode convergence-confinement :

La méthode de convergence-confinement s'appuie sur la constatation que le champ de déformation obtenu à partir d'un calcul axisymétrique, dans une section perpendiculaire à l'axe de tunnel, est analogue à celui donné par un calcul plane, dans lequel la paroi du tunnel est soutenue par une pression fictive :

$$= 1 \quad _0 \qquad \text{(IV.2)}$$

σ_0Représentant la valeur de la contrainte naturelle en place, supposée uniforme et isotrope et "un coefficient compris entre 0 et 1 (*Figure IV.2*). Ce résultat est valable à condition de se placer à une distance suffisante (de l'ordre de R/2) du front de taille du tunnel. Le coefficient", qui caractérise le degré de décompression derrière le front de taille du tunnel, porte le nom de taux de déconfinement.

En faisant décroître le paramètre λ, le terrain est déconfiné et ce déconfinement provoque un Déplacement u de l'excavation donné par une relation qui représente la loi de convergence du massif : [7]

(III.3)

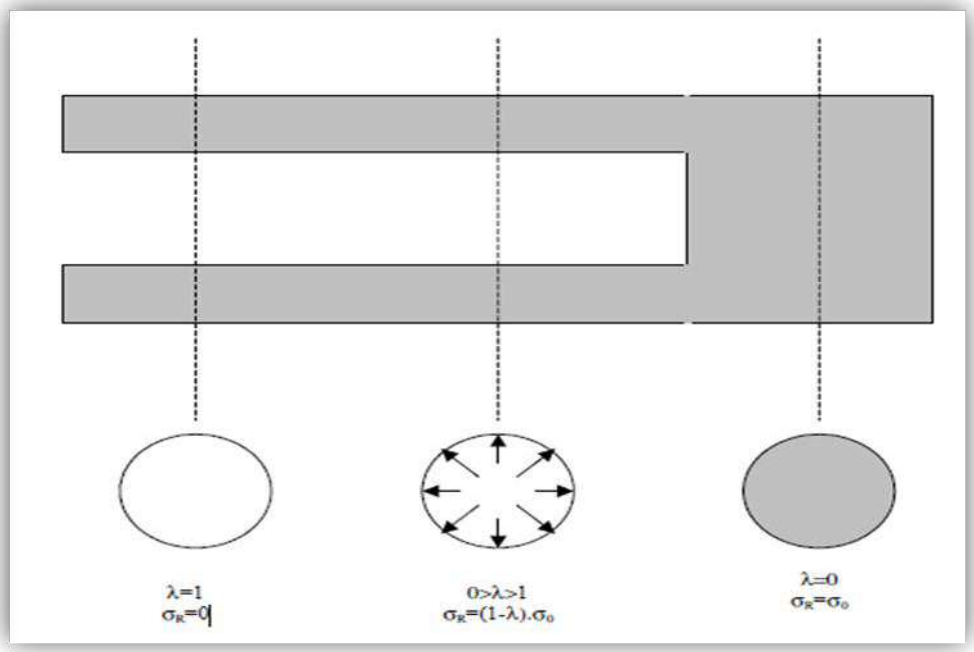


Figure IV.2 :La pression fictive voisinage du front taille.

Le comportement du soutènement lié à la contrainte s'exerçant à son intrados et au déplacement, est représenté par la relation suivante :

$$= \quad , \quad = 0 \qquad \text{(IV.4)}$$

Dans le cas le plus classique, le soutènement est mis en place à une certaine distance **d** du front de taille, appelée distance non soutenue, pour laquelle un déplacement du tunnel u_d (d) s'est déjà produit. La valeur **λ** du taux de déconfinement, qui correspond au déplacement ud est λ_d. Cette relation peut donc s'écrire :

$$= 0 \qquad \text{(IV.5)}$$

La notion de taux de déconfinement est essentielle dans cette méthode et la détermination de sa valeur au moment de la mise en place du soutènement en constitue la principale difficulté.

Dans le cas le plus simple, on peut donner de la méthode convergence-confinement une représentation graphique très facile (*Figure IV.3*) :

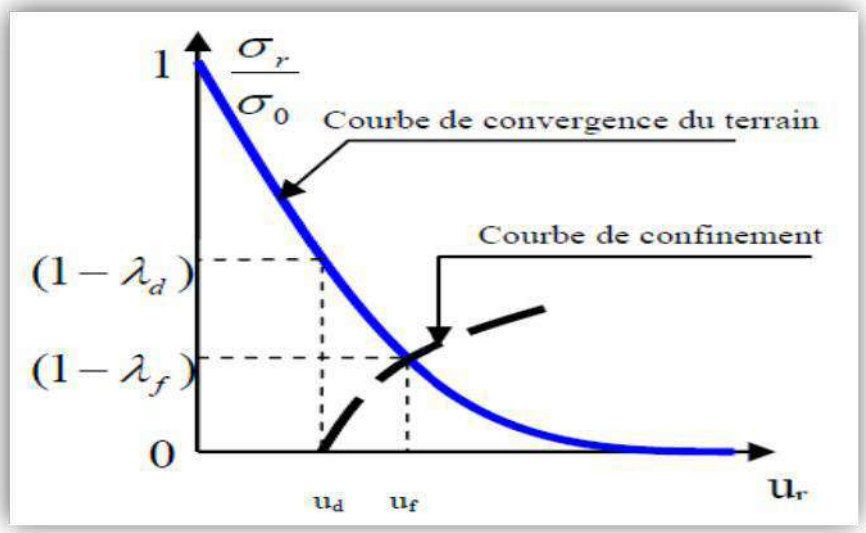


Figure IV.3 : Représentation graphique de la méthode convergence-confinement.

IV.3.2.1 Construction de la courbe caractéristique du terrain

Le calcul analytique ne peut se faire qu'en prenant certaines hypothèses simplificatrices. L'ouvrage est assimilé à un tunnel de section circulaire creusé dans un massif homogène isotrope. Les contraintes initiales sont prises également isotropes et la couverture minimale est de l'ordre de 3 à 4 diamètres pour négliger la variation de contrainte σ_0 au voisinage du tunnel (*Figure IV.4*).

σ_r : Pression radiale fictive de soutènement sur les parois du tunnel.

U_r : amplitude de la convergence à la paroi.

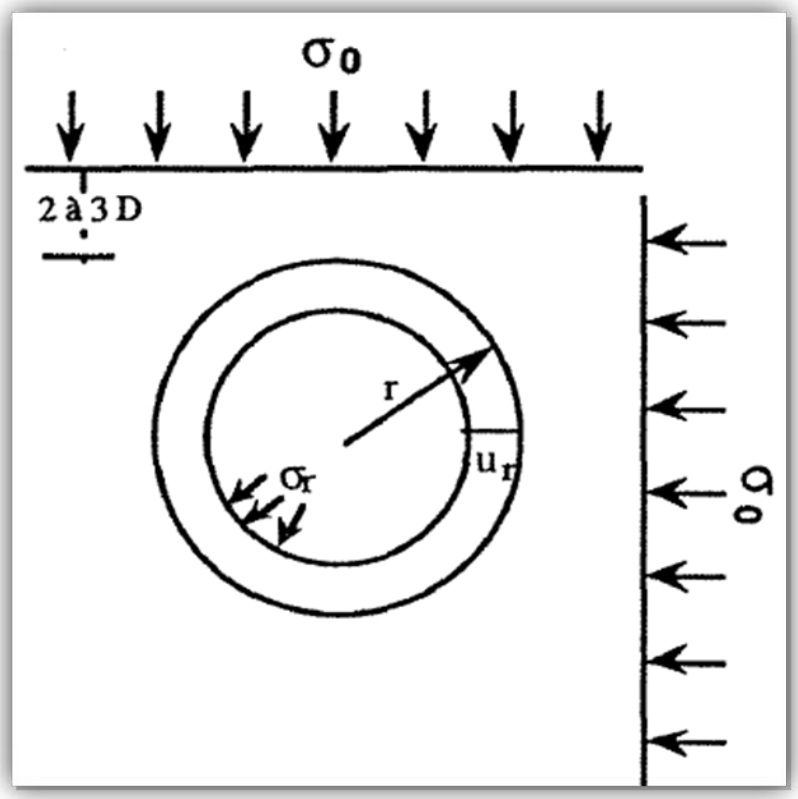


Figure IV.4 :**Excavation circulaire dans un milieu homogène et isotrope.**

Le comportement du terrain est représenté par une courbe reliant σ_r (contrainte radiale) et Ur (déplacement radial de parois). Cette courbe de convergence dépend de la loi de comportement du terrain, de la géométrie de la section considérée et de l'état initial des contraintes. [5]

La courbe caractéristique du terrain relative à la phase élastique de la déformation recoupe l'axe des déformations radiales en un pointu_{r0} tel que :

$$0 = \frac{1+}{0} \quad 0 \qquad \text{(IV.6)}$$

À court terme :

E_0= 200 MPa

u_{r0}= 6,38 10 -3 m

À long terme :

E_0= 100 MPa

u_{r0}= 12,0 10 -3 m

IV.3.2.2. Construction de la courbe caractéristique du revêtement ou du soutènement :

Le comportement du soutènement est représenté de la même manière que la courbe de convergence. La courbe de confinement dépend des matériaux et de la géométrie du soutènement. On doit connaître l'interstice de pose correspondant au temps entre la mise en place du soutènement et sa mise en charge.

$$= \frac{\quad}{+} \qquad \text{(IV.7)}$$

Avec Ps : pression de soutènement

Ks: raideur du soutènement (= 100 MPa pour la zone sans cintre)

G : module de cisaillement du terrain (= 200 MPa donné par les essais géotechniques réalisés sur le matériau)

Âd : taux de déconfinement à la mise en place du soutènement

Remarque : la mise en place du soutènement dans la galerie de reconnaissance a lieu à une distance de 0,5 rn du front de taille, X *1* r = 0,312. Dans le cas d'un type de comportement élastique du terrain une courbe donnée par l'APTES permet d'apprécier le taux de dé confinement Âd = 0,49.

IV.3.3. Détermination du taux de déconfinement à l'application dusoutènement :

La détermination du taux de déconfinement qui correspond à la convergence qui s'est produit avant que le soutènement n'interagisse avec le terrain est le problème le plus délicat de la méthode convergence-confinement. est déterminé à partir de la loi de convergence :

$$1 \qquad {}_{0}, \qquad = 0 \qquad \text{(IV.8)}$$

En effet, le choix de revient donc à déterminer la valeur du déplacement radial à la distance non soutenue **d** à l'arrière du front de taille. Ce paramètre dépend essentiellement de la distance non soutenue à l'arrière du front de taille. Mais il dépend également de la loi de comportement du terrain et dans une moindre mesure, de la rigidité du soutènement.

La précision du calcul de la pression de soutènement est étroitement liée à la précision avec laquelle est déterminé. Elle dépend de la pente de la courbe de convergence dans la zone de l'intersection avec la courbe de confinement. Il convient dans chaque cas d'évaluer l'incidence de l'incertitude sur la valeur de sur la valeur de la pression de soutènement.

De manière générale, le déplacement radial peut être écrit comme :

$$= \quad + \qquad + {}_{0} \qquad \text{Où} \qquad = 1 \quad \frac{}{+}^{2} \qquad \text{(IV.9)}$$

met ξ sont deux coefficients qui dépendent de la loi de comportement du terrain. Les errements courants consistent à prendre pour $_0$ et $_\infty$les valeurs correspondant au cas du tunnel non soutenu. De ce fait, $_\infty$n'est pas le déplacement radial à l'équilibre du tunnel soutenu et la valeur est une approximation par excès.

Des méthodes dites implicites qui considèrent les valeurs correspondant au cas du tunnel soutenu ont été développées plus récemment.

IV.3.3.1. Méthodes fondées sur la convergence du tunnel non soutenu :

a. Comportement élastique du massif :

L'hypothèse d'un comportement élastique linéaire du massif permet de développer la méthode convergence- confinement d'une manière simple si les conditions de symétrie de révolution sont satisfaites. Cela suppose que le massif soit homogène et isotrope et que l'état des contraintes initiales soit ainsi isotrope. En outre le tunnel de section circulaire doit être suffisamment profond pour que l'on puisse négliger la variation des contraintes initiales dans la zone intéressée par le tunnel, c'est-à-dire que le rayon du tunnel est petit vis - à -vis d la hauteur de recouvrement.

Avant d'étudier l'interaction entre massif et le soutènement, nous allons analyser dans le cadre de ces hypothèses, la convergence et le champ des déplacements provoqués par le creusement d'un tunnel non soutenu. [10]

Equations de la méthode convergence-confinement :

Nous allons examiner le cas où un soutènement de comportement élastique et de rigidité normale k_{sn} est mis en place à une distance d du front de taille.

La courbe caractéristique du massif résulte des équations développées ci –dessus

Elle est représentée par la droite d'équation :

$$+ \quad — \quad = \qquad \text{(IV.10)}$$

Avant la mise en place du soutènement, le déplacement radial $u_{R(d)}$ s'est produit.

La courbe caractéristique du soutènement est alors le droit d'équation :

$$\text{———} \qquad \text{(IV.11)}$$

L'équilibre final, a une grande distance du front de taille, est donné par l'intersection des deux droites caractéristique.la contrainte σ_R est alors égale à la pression de soutènementp_S ; p_S et U_R sont donnée par :

$$= \frac{}{1+} \quad 0 \quad 2 \quad \frac{}{} \qquad \text{(IV.12)}$$

$$\frac{}{} = \frac{1}{1+} \qquad \frac{}{} + \frac{0}{2} \qquad \text{(IV.13)}$$

Ou K_{sn} est un nombre sans dimension représentant la rigidité normal relative du soutènement par rapport au massif :

$$= \frac{}{2} \qquad \text{(IV.14)}$$

Soit, en considérant que le taux de déconfinement au moment de la mise en place du soutènement est égal à λ_d :

$$\frac{}{} = \frac{0}{2} \qquad \text{(IV.15)}$$

On obtient les valeurs de la pression de soutènement et du déplacement radial à l'équilibre :

$$= \frac{}{1+} \quad 1 \qquad 0 \qquad \text{(IV.16)}$$

$$\frac{}{} = \frac{1+}{1+} \frac{0}{2} \qquad \text{(IV.17)}$$

Si le massif demeure dans le domaine plastique, on peut écrire les relations suivantes :

$$= \frac{0}{2} \qquad \text{(IV.18)}$$

$$0 = \quad 0 \qquad \text{(IV.19)}$$

Où :

Donc λ_d est déterminé comme :

$$= 1 \quad 0{,}75 \left(\frac{0{,}75}{0{,}75 \ +}\right)^2 \qquad \text{(IV.20)}$$

$$= \quad 0 + \quad 1 \qquad 0 \qquad \text{(IV.21)}$$

En réalité le taux de déconfinement au front de taille dépend du coefficient de poisson. Pour0, 2 < < 0,5, il varie quasi linéairement entre 0,2 et 0,3. Mais pour d/R >0,25, le taux de déconfinement est pratiquement indépendant du coefficient de poisson. [10]

Les valeurs de $\lambda_d$son donnée en fonction de d/R dans le tableau suivant, en prenant

$_0$ = 0,25, m = 0,75.

d/R	0.25	0.50	0.75	1	1.25	1.50	2
λ_d	0.58	0.73	0.81	0.86	0.89	0.91	0.94

Contraint initiales anisotrope :

Les déplacements provoqués par le creusement du tunnel sont calculés en appliquant sur la paroi du tunnel une variation $\Delta\sigma_R$ de la contrainte radiale et une variation $\Delta\tau_{R\theta}$ de la contrainte de cisaillement telles que :

$$= \frac{1}{2} \quad 1 + \quad _0 \quad 1 \quad _0 \quad 2 \quad _0 \qquad \text{(IV.22)}$$

$$= \frac{1}{2} \quad 1 \quad _0 \quad 2 \quad _0 \qquad \text{(IV.23)}$$

Où le taux de déconfinementλ croit de 0 à 1 au fur et à mesure que le front de taille progresse. Pour une valeur donnée du taux de déconfinement, un calcul classique en élasticité donne les composantes radiale u et ortho-radiale v du déplacement d'un point de cordonnées polaires p et θ :

$$2 \quad = \frac{1}{2} \quad 1 + \quad _0 \quad \frac{^2}{} + \quad 1 \quad _0 \quad \frac{^4}{3} \quad 4 \quad 1 \quad \frac{^2}{} \quad 2 \quad _1 \qquad \text{(IV.24)}$$

$$2 \quad = \frac{1}{2} \quad 1 \quad _0 \quad \frac{^4}{3} + 2 \quad 1 \quad 2 \quad \frac{^2}{} \quad 2 \quad _1 \qquad \text{(IV.25)}$$

b. Comportement élastique non linéaire du massif :

Le problème de l'étude des déformations des contraintes dans un tube cylindrique épais a été abordé par Mandel dans le cadre de l'élasticité non linéaire du second ordre. En considérant des courbes contraintes déformations telles que :

$$\frac{^2}{_2} > 0 \qquad \text{(IV.26)}$$

Il montre alors que la contrainte ortho-radiale à la paroi est plus élevée que celle obtenue dans le cas de l'élasticité linéaire. A l'opposé, Saltarelle, en exprimant que le module d'Young croit avec la contrainte principale la plus faible obtient en paroi une contrainte ortho radiale plus faible, le maximum de celle-ci étant situé à l'intérieur du massif, en faisant dépendre le module d'Young de la contrainte moyenne et du déviateur. Lorsque la raideur des matériaux croit avec le déviateur, on observe un durcissement des matériaux à la paroi ; alors la contrainte ortho radiale est maximum à la paroi et supérieure à celle donnée par l'élasticité linéaire et la courbe de convergence à sa concavité tournée vers l'origine. Inversement, si la raideur de matériau décroit avec le déviateur, le matériau proche de la paroi s'amollit, le maximum de la contrainte ortho radiale est atteint à une certaine distance de la paroi et la courbe de convergence à sa concavité tournée vers les déplacements croissants l'analyse plus générale de l'influence des non linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel a été faite par Lee.

Nous allons examiner ci-dessous un cas proche avec, toutefois, une hypothèse quelque peu différente, puisqu'on introduit une variation du module de cisaillement avec la distorsion.

On suppose que le comportement du massif, en déformation plane ($\varepsilon_2 = 0$), est donné par la loi de cisaillement :

$$1 \quad 3 = 2 \quad 1 \quad 3 \qquad \text{(IV.27)}$$

Où G est une fonction de :

$$= \ 1 \quad 3 \qquad \text{(IV.28)}$$

Et par la loi volumique :

$$1 + \ 3 = 0 \qquad \text{(IV.29)}$$

c. *Comportement élasto-plastique du massif :*

La théorie élastique linéaire de la distribution des contraintes autour des tunnels montre que les contraintes déviatoriques sont maximales sur les parois de l'excavation et décroissent dans le massif au fur et à mesure qu'on s'éloigne du tunnel par conséquent, les parois sont les zones les plus sollicitées et les ruptures apparaissent d'abord à la paroi ou proximité de la paroi et progressent à l'intérieur du massif. Depuis *Fenner*, de nombreux auteurs ont utilisé la théorie de l'élasto-plasticité pour étudier le développement des zones en rupture autour des

tunnels et ont proposé des solutions qui sont utilisées dans ce chapitre pour établir les courbes caractéristiques des massifs à comportement élasto-plastique, en considérant divers critères de rupture et diverses lois de déformation plastique.

Critères de rupture et lois de comportement élasto-plastique :

De manière très générale, on peut distinguer quatre domaines dans une loi de comportement élasto-plastique des sols et des roches

-Un domaine de comportement élastique limité par un critère de limite d'élasticité ;

-Un domaine de déformations plastique avec écrouissage limité par la résistance maximale ;

-Un domaine de déformations plastique avec radoucissement limité par la résistance résiduelle ;

-Un domaine de déformations plastique parfait correspondant aux conditions de résistance résiduelle.

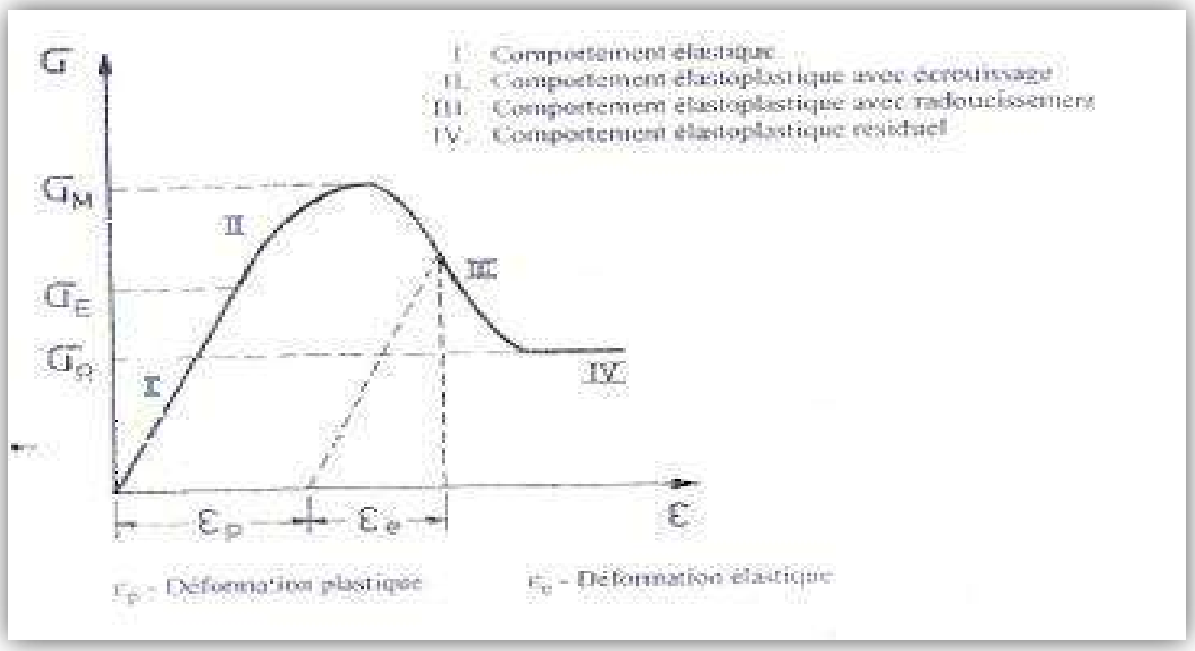


Figure IV.5 : Domaines du comportement élasto-plastique des sols et des roches.

Plusieurs équipes de recherche en mécanique des sols et des roches proposent des lois de comportement élato-plastique complexe comprenant de nombreux paramètre et qui permettent ainsi un excellent calage sur les résultats expérimentaux. Tout fois, ces lois ne sont pas utilisées dans la pratique, car le choix des paramètres dans un cas concret doit prendre en

compte l'hétérogénéité du sol et la dispersion des résultats d'essais, et résulte plus de l'appréciation d'un ingénieur compétent qui se limite à un nombre limitée de paramètres.

Pour l'application de la méthode convergence-confinement, la quasi-totalité des modelés utilisé jusqu'ici ne distinguent pas le domaine des déformations plastiques avec écrouissage et assimilent le critère des actions plastiques avec écrouissage et assimilent le critère de résistance maximale.

Pour établir la courbe caractéristique du massif, il convient de déterminer :

-les paramètres définissant le comportement élastique qui se réduisent au seul module de cisaillement dans le cas axi-symétrie ; on admet généralement que le massif d'un comportement élastique tant que le critère de rupture n'a pas été atteint ;

-le critère de rupture définissant la résistance maximal ;

Les lois de la déformation plastique qui peuvent être plus ou moins complexes suivant que l'on prend en compte ou non les phénomènes de dilatance et de radoucissement qui accompagnent la déformation plastique.

Les critères les plus utilisés sont les critères de TRESCA et le critère de MOHR-COULOMB qui ne font intervenir que les deux contraintes extrêmesσ_1, contrainte principale majeure etσ_3, la contrainte principale mineur.

Dans le critère de TRESCA, le seul paramétré de résistance est la cohésion ; il s'écrit :

$$_1 \quad _3 \quad 2 \quad = 0 \qquad \text{(IV.30)}$$

Le critère de MOHR- COULOMB comprend deux paramètres de résistance, la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ :

$$= \quad + \qquad \text{(IV.31)}$$

Il peut également s'écrire sous la forme :

$$1 \quad _3 \quad =0 \qquad \text{(IV.32)}$$

Où :

$$= \frac{1+}{1} \qquad \text{(IV.33)}$$

Et σ_c la résistance en compression simple reliée à la cohésion et à l'angle de frottement interne par l'expression :

$$= \frac{2}{1} \qquad \text{(IV.34)}$$

On détermine en appliquant par rapport au cas du comportement élastique du massif le principe de similitude proposé par *BernaudCorbetta* et Nguyen Minh. Ce principe consiste à obtenir la courbe = ( ) dans le cas élasto-plastique comme la transformée de la courbe correspondante en élasticité par l'homothétie de centre O et de rapport 1/ξ (figure II.9).

Le déplacement radial final du tunnel non soutenu est écrit sous la forme :

$$0 = \frac{1}{-}.\frac{0\cdot}{2.} \qquad \text{(IV.35)}$$

Et le coefficient de forme par :

$$A(x) = 1 - \frac{}{+}^{2} \qquad \text{(IV.36)}$$

Donc le déplacement radial à la distance non soutenue **d**, est déterminé par :

$$= \quad 0 = \frac{1}{-} \quad 0 + \quad 1 \quad 0 \quad \frac{0\cdot}{2.} \qquad \text{(IV.37)}$$

$$= \quad 1 \quad \frac{0.75}{0.75 \ +}^{2} \qquad \text{(IV.38)}$$

Et la valeur de λ_d se lit sur la courbe caractéristique du massif.

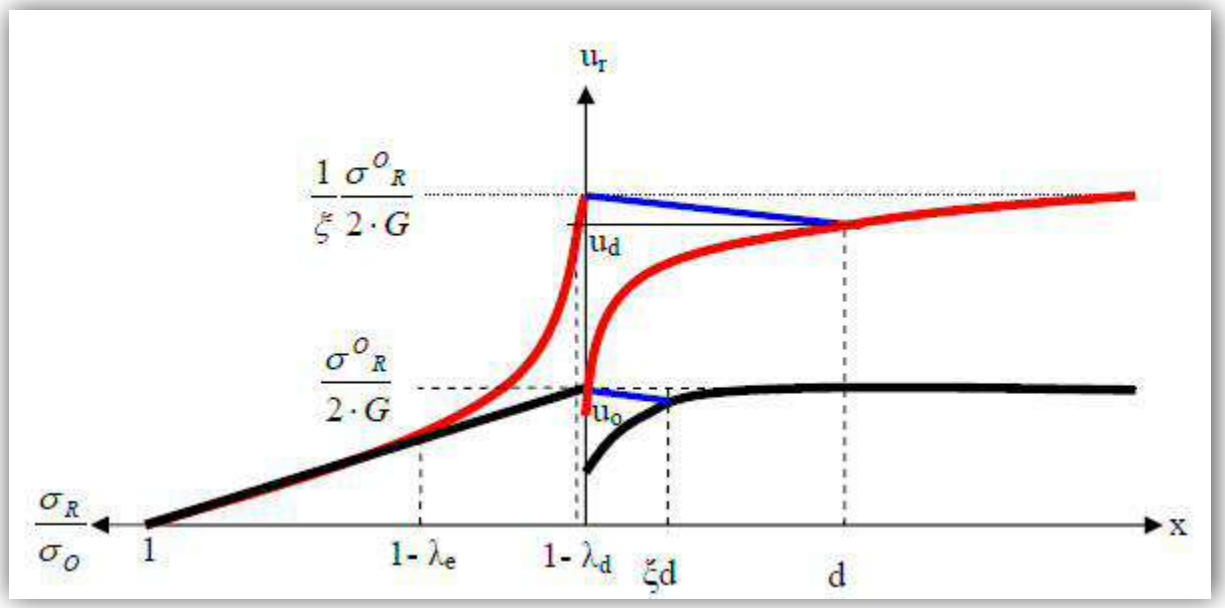


Figure IV.6 : Principe de « similitude » (*BernaudCorbetta* et Nguyen Minh).

IV.3.3.2. Méthodes fondées sur la convergence du tunnel soutenu :

Ces méthodes tiennent compte du fait que la rigidité du soutènement limite la convergence en avant et en arrière du front de taille. Par conséquent le coefficient est inférieur à celui déterminé par les méthodes décrites ci-dessus. Cet effet est évidemment d'autant plus important que le soutènement soit plus rigide et est mis en place plus près du front de taille.

Des méthodes dites implicites ont été mises au point, d'une part, par Bernaud et Rousset et, d'autre part, par Nguyen Minh et Guo. Ces méthodes donnent des résultats voisins.

Nguyen Minh et Guo définissent deux paramètres :

A=1- —— et B=1- —— (IV.39)

Où $u_{ns\infty}$ et u_{nsd} sont respectivement les valeurs de ∞ et dans le cas du tunnel non soutenu.

Ils ont alors établi la relation générale :

$$= \quad 0{,}45 + 0.42^{\ 2} \qquad \text{(IV.40)}$$

Les deux équations précédentes permettent alors de déterminer ∞ et. Dans le cas du comportement élastique linéaire, ils ont donné la valeur du taux de déconfinement en

fonction de d/R et du module de rigidité normale du soutènement rapporté au module de cisaillement du massif élastique : $K_{SN} = K_{SN} / (2. G)$.

Dans le cas du comportement élastique non linéaire ou élasto-plastique du massif, il n'y a pas de solution explicite et il faut faire appel à des méthodes itératives pour déterminer. Des itérations successives sur A et B sont faites à partir de la valeur obtenue dans le cas du tunnel non soutenu et on les fait jusqu'à ce que l'on obtienne une précision satisfaisante entre deux itérations successives.

La loi de convergence (élasto-plastique) :

Dans un problème élasto-pastique, l'accroissement de la déformation est, dans les zones plastiques égales à la somme des accroissements de la déformation élastique et de la déformation plastique :

$$= \quad + \qquad (IV.41)$$

Pour déterminer la forme de la loi de convergence, nous allons adopter ci- dessous une hypothèse simplificatrice qui consiste, dans la zone plastique, a négligé la déformation élastique et admettre qu'en déformation plane les déformations principales satisfont la relation :

$$_1 + \ _3 \qquad (IV.42)$$

Si K=1, la déformation plastique se produit à volume constant,

Si K>1, il se produit par la dilatance une augmentation de volume.

La détermination du déplacement radial dans la zone plastique s'obtient alors aisément par intégration de l'équation différentielle :

$$— + \quad - = 0 \qquad (IV.43)$$

En tenant compte de la condition à la frontière entre la zone plastique et la zone élastique :

$$= \quad \frac{0}{2} \qquad (IV.44)$$

On obtient :

$$= \frac{0}{2} - ^{+1} \qquad (IV.45)$$

Soit, pour p=R :

$$= \frac{0}{2} - ^{+1} \qquad (IV.46)$$

Le déplacement radial est fonction de rayon de la zone plastique qui dépend du taux de déconfinement et des conditions de soutènement.

Il a été établi (*Corbetta* et al.) au moyen de modèle numériques que la courbe de convergence du tunnel non soutenu peut être obtenu, avec une bonne approximation par une simple homothétie de la courbe de convergence de tunnel dans le cas d'un milieu élastique ; cette homothétie a pour centre O et pour rapport supérieure à 1.[10]

$$\frac{1}{-} = - ^{+1} \qquad (IV.47)$$

On peut donc exprimer le déplacement radial en fonction de la distance du front de taille par l'expression :

$$= \frac{1}{-} \quad 0 + 1 \quad 0 \quad ( ) \frac{0}{2} \qquad (IV.48)$$

Avec pour fonction de forme :

$$= 1 \quad \frac{}{+} ^{2} \qquad (IV.49)$$

IV.4 Conclusion :

La méthode simplifiée convergence – confinement conduit à des imprécisions sur l'estimation de la pression du soutènement à l'équilibre. Dimensionnement pour le revêtement. Cette erreur est une sous- évaluation de la pression.

La raison de l'erreur provient de l'estimation de la convergence U_0 à la pose. Qui repose sur l'hypothèse que U_0 ne dépend pas de la raideur du soutènement. Ceci permet le découplage mais est trop imprécise.

En effet, la valeur de U_0 ne dépend pas seulement de la loi de comportement du massif et de la distance d_0 de pose au front mais également de la rigidité du soutènement et donc aussi de la présence de soutènement déjà posé ; U_0 dépond donne de l'amont et de l'aval.

Chapitre V :
modélisation d'un tunnel avec logiciel plaxis

V.1. Introduction :

Les études expérimentales présentent l'inconvénient du coût, du temps de conception et de réalisation. Elles sont également axées sur la définition de nouveaux paramètres de modélisation ou de dimensionnement due à l'utilisation de nouveaux éléments de renforcements, de nouveaux panneaux de revêtement, ….etc. Les études analytiques se limitent à définir de nouveaux modèles d'ancrage pour de nouveaux types de renforcement. Par contre, la modélisation numérique, bidimensionnelle et tridimensionnelle par différentes techniques (éléments finis, différences finies) permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

V.2. L'historique de Plaxis :

Le développement de *Plaxis* a commencé en 1987 à l'Université Technique de Delft comme une initiative du Département néerlandais de Travaux Publics et administration d'eau. Le but initial était de développer un 2eme code élément fini facile à utiliser pour l'analyse de digues de rivière sur les sols mous des plaines des Pays –Bas.

Dans les années ultérieures, *PLAXIS* a été prolongé pour couvrir la plupart des autres régions d'ingénierie de géotechnique. A cause des activités constamment grandissantes une compagnie appelée *PLAXIS* b.v. A été formée en 1993. En 1993 en 1998, la première version *PLAXIS* pour Windows a été libérée. Pendant ce temps une amande de calcul pour 3eme calculs était développé. Après plusieurs années de développement le 3éme programme Tunnel *PLAXIS* a été libéré en 2001.

V.3. Présentation de l'outil de simulation numérique Plaxis V.8.2 :

Le logiciel *Plaxis* est un code de calcul aux éléments finis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse dynamique.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation non linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que des procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments à haute précision (triangle à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de largeur d'arc).[2]

V.3.1. Méthode des éléments finis

La MEF consiste à remplacer la. Structure physique à étudier par un nombre finis 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 dépendante, 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 àla Programmation numérique. [8]

La méthode suppose que les principes suivants sont connus :

- La géométrie du matériau à modéliser (structure et sol).
- Les conditions aux limites du problème.
- Détermination des contraintes initiales (mécanique et hydraulique).
- Les chargements à appliquer.
- La loi de comportement pour chaque matériau ;
- Les conditions aux interfaces. [2]

Elle permettre :

- D'effectuer les calculs d'écoulements.
- De simuler toutes les phases de travaux.
- De calcule un coefficient de travaux.
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terraines.

V.3.2. Modèles de comportement des sols :

Le code PlaxisV8 utilise plusieurs lois de comportement de sol à savoir : le modèle élastique linéaire, modèle de *Mohr-Coulomb*, modèle de sol avec écrouissage (*Hardening Soi àlModel.H.S.M*), modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M), modèle pour sols

«mous» avec effet du temps (*Soft Soil Creep Model.S.S.C.M*), le modèle pour les roches fracturées (*Jointed* Rock model) et le modèle défini par l'utilisateur. [4]

V.3.2.1. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles :

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette : il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume ; celle-ci est-elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles : en fait, celles-ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$= —\qquad\qquad (V.1)$$

Où σ_w est la surpression interstitielle, n la porosité, Kw le module volumique de l'eau et ε_v la déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pression interstitielle. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recaler par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

V.3.2.2. Modèle élastique linéaire:

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson v. l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau (Gu=G'), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre.

D'une part **Ku** est infini (correspondant à; $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. **G** est en fait le module mesuré dans les essais pressio-métriques. On passe de G à E par la relation :

$$= 2 \quad 1 + \qquad\qquad (V.2)$$

V.3.2.3. Le modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de *Mohr-Coulomb* demande la détermination de cinq paramètres (figure4.1). Les deux premiers sont **E** et **ν** (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et Φ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

a. Le module de Young E :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il parait peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au Gmax mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (**Figure. V.2**).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

Dans les boites de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

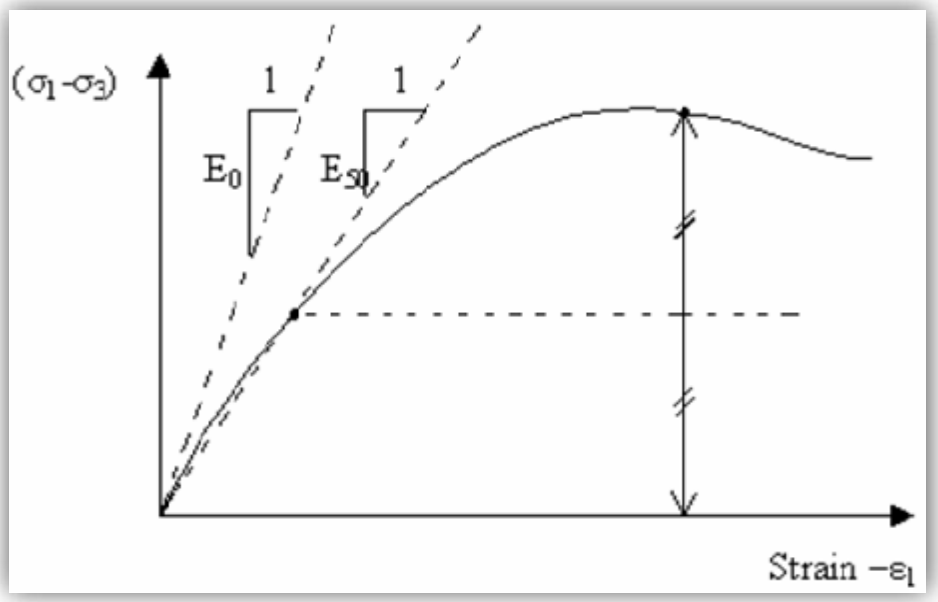


Figure V .1: Définition du module à 50% de la rupture.

b. Le coefficient de poisson υ

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

c. L'angle de frottement φ

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 45° est compatible avec les angles de frottement Φcv (à volume constant, au palier). [8][13]

d. La cohésion c

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1 KPa) pour des questions numériques.
Pour les analyses en non drainé avec Φu = 0, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c- depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent êtrehomogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en KPa/m).

e. Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (**Fig. V.2**). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de « couper » ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (tensile strength).

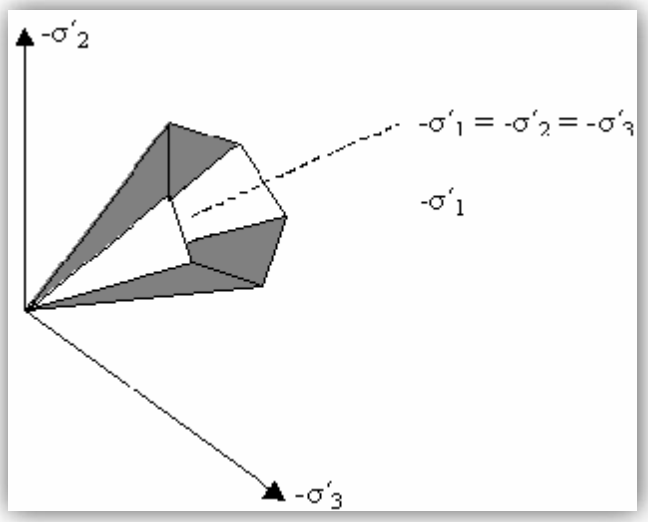


Figure V.2 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c=0.

V.3.3. Les sous-programmes du Plaxis :

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme. [14]

L'interface d'utilisation de *Plaxis* se compose de quatre sous-programmes :

- **Input** : le sous-programme Input appelé aussi la pré-procession programme contient les toutes facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et à la définition des conditions initiales.
- **Calculation :** le processing programme ou le sous-programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.
- **Output :** ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des noeuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux etc.
- **Curves :** ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des noeuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux etc.

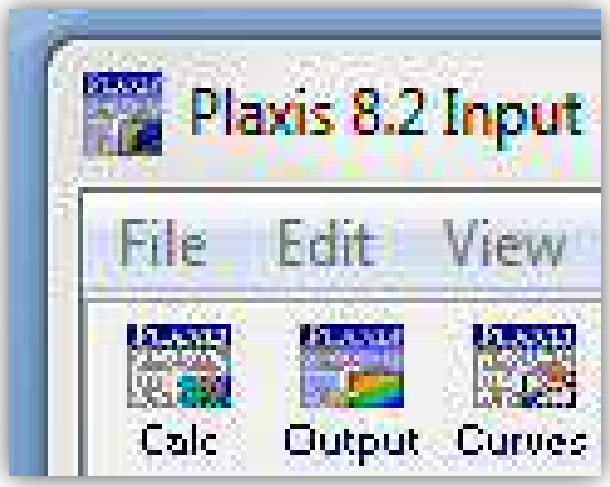


Figure V.3 : les sous-programmes Plaxis

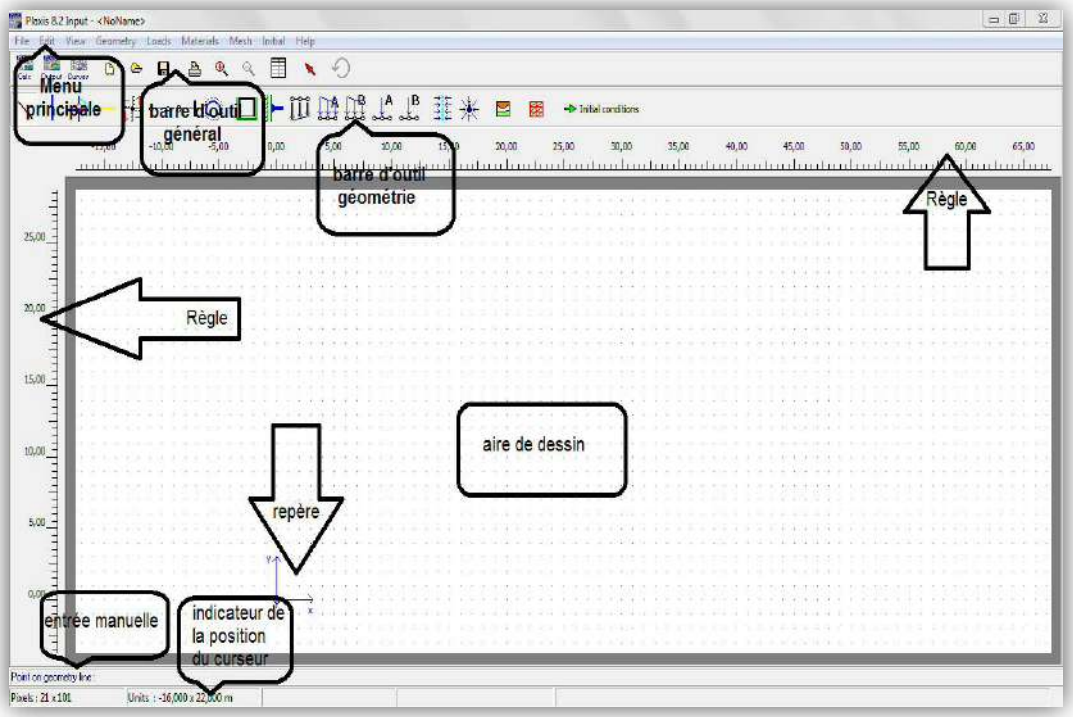


Figure V.4 : fenêtres du menu principal de PLAXIS.

Procédure de simulation numérique :

Les interfaces :

Les interfaces sont utilisées pour modéliser les interactions entre les structures et le sol. Les interfaces sont composées d'éléments "Interface". Montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments du sol. Si les éléments de sol à six nœuds sont utilisés, les

éléments d'interface correspondant sont définis par trois paires de nœuds, alors que pour les éléments de sols à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds.

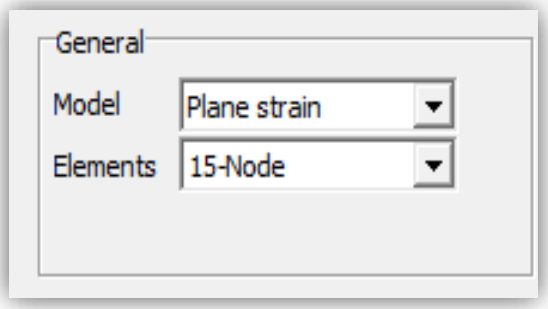


Figure V .5 : choix de type d'éléments.

- **LES POINTS ET LES LIGNES :**

L'élément de base pour créer un modèle géométrique est la ligne (*Geometry line*). Cet élément peut être sélectionné à partir du menu *Geometry*ou à partir dela seconde barre d'outils.

Lorsque l'option *Géométry line* est sélectionnée, l'utilisateur peut créer des points et désalignes sur la planche à dessin en cliquant avec le pointeur de la souris (entrée graphique) ou en tapant les coordonnées au niveau de la ligne de commande (entrée au clavier). Dès que le bouton gauche de la souris est cliqué sur la planche à dessin, un nouveau point est créé, pourvu qu'il n'y ait pas déjà de point trop près du pointeur de la souris, auquel cas, le pointeur sélectionne le point existant sans en créer un nouveau. Après la création du premier point, l'utilisateur peut dessiner une ligne en entrant un nouveau point, etc… La génération de points et de lignes continue jusqu'à ce que l'utilisateur clique sur le bouton droit de la souris ou appuie sur le bouton *ESC*.

Si un point va être créé sur ou à côté d'une ligne préexistante, le pointeur se place sur la ligne et crée un nouveau point exactement sur celle-ci. La ligne est donc partagée en deux nouvelles lignes. Si une ligne croise une ligne préexistante, un nouveau point est créé à l'intersection des deux lignes. Si une ligne est dessinée et qu'elle coïncide en partie avec une ligne existante, le programme s'assurera que dans l'espace où les lignes coïncident, seule une ligne est considérée. Toutes ces procédures garantissent qu'une géométrie cohérente sera créée, sans points doubles ni lignes doubles.

➢  **Les Panneaux de revêtement :**

Afin de modéliser les panneaux de revêtement sur Plaxis nous utilisons ce que le programme appelle des « Plats » (poutres). Les éléments « Plats » sont les objets structuraux utilisés pour modéliser les structures minces dans la terre avec une rigidité de flexion significative (rigidité à la flexion) et une rigidité normale. Les paramètres les plus importants sont la rigidité à la flexion, EI, et la rigidité axiale, EA.

➢  **Conditions aux limites :**

En sélectionnant les blocages standards (*Standard fixities*) depuis le menu des charges (*Loads*) ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils, Plaxis impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Ces conditions aux limites sont générées suivant les règles suivantes :

Les lignes géométriques verticales pour lesquelles l'abscisse x est égale à la plus petite et à la plus grande des abscisses x du modèle, sont bloquées horizontalement (Ux = 0).

Les lignes géométriques pour lesquelles l'ordonnée y est égale à la plus petite ordonnée y du modèle sont entièrement bloquées (Ux = Uy = 0).

Les blocages standards peuvent être utilisés comme une option d'entrée pratique et rapide pour beaucoup d'applications.

Les conditions imposées aux limites pour cette étude sont des conditions en déplacement « standard fixities », les noeuds situés sur la limite horizontale inférieure sont bloqués.

➢  **TUNNELS :**

L'option Tunnels permet de créer des sections de tunnel circulaires ou non, intégrer dans le modèle géométrique. Une section de tunnel est composée d'arcs et de lignes, auxquels on peut ajouter un soutènement et une interface. Une section de tunnel peut être sauvegardée en tant qu'objet sur le disque dur (c'est-à-dire sous forme d'un fichier portant l'extension .TNL) et incluse dans d'autres projets.

L'option tunnel est accessible à partir du menu *Geometry* ou de la barre d'outils.

Assistant tunnels : Dès que l'option tunnel a été sélectionnée, la fenêtre de l'assistant tunnels (*Tunnel designer*) apparaît.L'assistant tunnels contient les éléments suivants (Figure 3.14) :

Menu tunnels *:* Menu dont les options permettent d'ouvrir et de sauvegarder un tunnel, et de lui donner des caractéristiques.

Barre d'outils *:* Barre contenant les boutons de raccourcis pour définir les caractéristiques d'un tunnel.

Affichage : Zone de dessin (affichage) du tunnel.

Règles : Les règles indiquent les dimensions du tunnel en coordonnées locales. L'origine du système de coordonnées local est utilisée comme point de référence pour positionner le tunnel dans le modèle géométrique.

Boîte des sections *:* Boîte contenant les paramètres et les caractéristiques de la section de tunnel sélectionnée. Les boutons peuvent être utilisés pour sélectionner d'autres sections Boîte contenant les paramètres et les caractéristiques de la section de tunnel sélectionnée. Les boutons peuvent être

Utilisés pour sélectionner d'autres sections

Autres paramètres : Voir plus loin. *Boutons standards :* Permettent d'accepter (OK) ou d'annuler le tunnel créé.

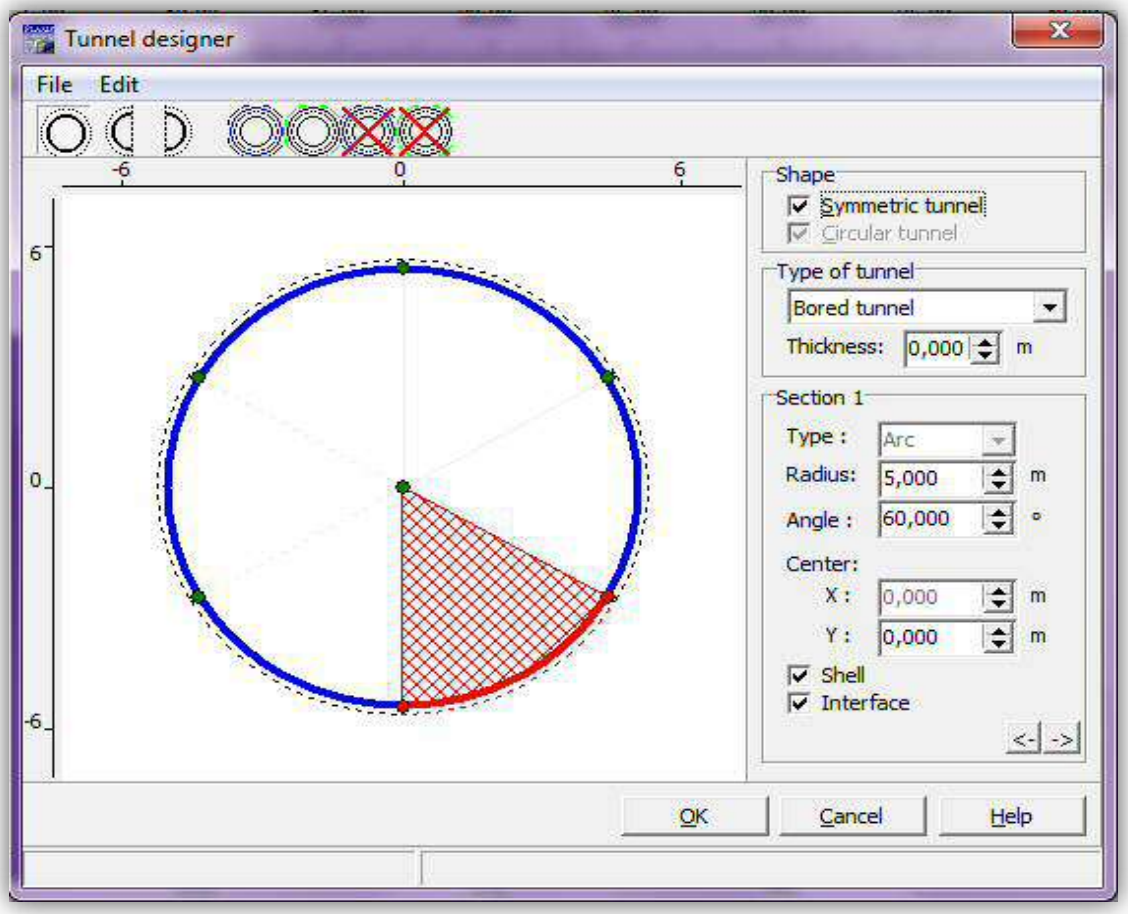


Figure V.6 : **Assistant tunnels pour une forme de tunnel standard.**

Forme de base du tunnel

Une fois que l'option tunnel a été sélectionnée, l'utilisateur peut choisir entre troisformes de base pour le tunnel :

Tunnel entier (*Whole tunnel*)

Demi-section gauche du tunnel (*Half a tunnel - Lefthalf*)

Demi-section droite du tunnel (*Half a tunnel - Right half*)

Un tunnel entier doit être utilisé si la section du tunnel est incluse dans le modèlegéométrique. Un demi-tunnel doit être utilisé si le modèle géométrique ne comprendqu'une seule moitié d'un problème symétrique dont l'axe de symétrie correspond à celuidu tunnel. Selon le côté choisi par rapport à l'axe de symétrie, l'utilisateur devra choisirla moitié droite ou la moitié gauche du tunnel. Un demi-tunnel peut également êtreutilisé pour définir les côtés courbes d'une grande structure, telle qu'un réservoir destockage souterrain. Les parties linéaires restantes de la structure peuvent être ajoutéessur la planche à dessin en utilisant des lignes géométriques ou des plaques.

Type de tunnel :

Avant de créer la section, il faut sélectionner le type de tunnel. Les options disponibles sont : aucune (*None*), tunnel foré (*Bored tunnel*) ou tunnel NATM (*NATM tunnel*).

None *:* Sélectionnez cette option quand vous voulez créer un contour géométrique interne composé de différentes portions et que vous n'avez pas l'intention de créer un tunnel. Chaque portion est définie par une ligne, un arc ou un "coin". Le contour du tunnel est composé de deux lignes si le paramètre d'épaisseur (*Thickness*) est défini par une valeur positive. Les deux lignes définiront des couches séparées avec une épaisseur correspondante, lorsque le contour sera inséré dans le modèle géométrique. Un soutènement (coque) et une interface peut être ajoutés individuellement à chaque portion du contour extérieur du tunnel.

Borde tunnel *:* Sélectionnez cette option pour créer un tunnel circulaire incluant un revêtement homogène (composé d'une coque circulaire) et une interface à l'extérieur. La forme du tunnel est composée de différentes portions définies par des arcs.

Le revêtement du tunnel étant circulaire, le rayon de chaque portion correspond à celui défini pour la première. Le contour du tunnel est composé de deux lignes si l'on définit une

valeur positive pour le paramètre d'épaisseur (*Thickness*). Ainsi, il est possible de créer un revêtement épais composé d'éléments volumiques.

NATM tunnel: Sélectionnez cette option pour créer un tunnel incluant un revêtement (composé de plaques) et une interface extérieure. Le contour du tunnel est constitué de différentes portions pouvant être définies par des arcs. Il est formé de deux lignes si l'on définit une valeur positive pour le paramètre d'épaisseur (*Thickness*). Ainsi, il est possible de créer un revêtement épais composé d'éléments volumiques. Il est possible de définir une coque sur le contour extérieur, par exemple pour simuler la combinaison d'un soutènement extérieur (béton projeté représenté par des plaques) et d'un revêtement intérieur (revêtement final représenté par des éléments volumiques).

Le soutènement du tunnel (coque) est considéré comme étant discontinu. De fait, il est possible d'assigner des caractéristiques, et d'activer ou désactiver la coque dans le cadre d'une construction par étapes en considérant chaque portion individuellement. Il n'est pas possible d'appliquer une contraction de la coque pour les tunnels NATM. Pour simuler les déformations dues à l'excavation et à la construction dans les tunnels NATM.

Sections de tunnel :

La création d'une section de tunnel commence par la définition de la limite intérieure du tunnel, composée de différentes portions (*Section*). Chaque portion est soit un *Arc* (partie de cercle définie par un centre, un rayon et un angle), soit un segment (*Line incrément*) (défini par un point de départ et une ligne). De plus, il est possible de définir des angles aigus, c'est-à-dire une transition brutale entre les angles de deux parties de tunnel adjacentes. Lors de l'appel à l'assistant tunnels (*Tunnel designer*), un tunnel circulaire standard composé de 6 parties (3 parties pour chaque moitié de tunnel) est proposé par défaut.

Tunnel symétrique :

L'option de section de tunnel symétrique (*Symmetric*) n'a de sens que pour les sections entières de tunnel. Si cette option est sélectionnée, le tunnel est créé de manière totalement symétrique. Dans ce cas, la procédure de saisie des données est semblable à celle utilisée pour entrer les données d'un demi-tunnel (moitié droite). La partie gauche est générée automatiquement par symétrie.

Tunnel circulaire :

Lorsqu'on l'on modifie le rayon de l'une des portions du tunnel, celui-ci n'est plus circulaire. Pour l'obliger à être circulaire, l'option de tunnel circulaire(*Circular*) peut être sélectionnée. Si elle l'est, toutes les portions du tunnel seront des arcs de même rayon. Dans

ce cas, le rayon ne peut être défini que pour la première portion de tunnel. Cette option est automatiquement sélectionnée si le tunnel est un tunnel foré (*Bored tunnel*).

- **Les propriétés des matériaux :**

Pour simuler le comportement du sol, un modèle de sol convenable et s'approprier les paramètres matériels doit être attribue à la géométrie. Dans PLAXIS, les propriétés du sol et les propriétés des matériaux des structures sont toutes stockées dans une base de données. Il y a quatre types différents de matériaux : sols et interfaces (*Soil& Interfaces*), plaques (*Plates*), géogrilles (*Geogrids*) et ancrages (*Anchors*). A partir de la base de données, ces paramètres peuvent être assignés à des couches de sol, ou aux éléments de structure dans le modèle géométrique.

La base de données des matériaux peut être activée en sélectionnant une des options dans le menu *Materials* ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils. La fenêtre de la base de données des matériaux apparaît alors et affiche le contenu de la base de données du projet. La base de données du projet contient les matériaux du projet en cours. Pour un nouveau projet, cette base de données est vide. En plus de la base de données du projet, il existe une base de données globale.

- **Maillage :**

Le maillage de la géométrie sous Plaxis a été pensé afin de satisfaire aux conditions de précision des calculs et de vitesse optimale de résolution. À ces fins, le maillage a été densifié dans la zone renforcée (zone la plus sollicitée et déformée) et élargi progressivement vers le sol maintenu.

- **Conditions initiales :**

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

➢  **Initial pore pressure :**

La commutation entre ces deux modes se fait au moyen du bouton "bascule" dans la barre d'outils. Les conditions initiales permettent un retour au mode géométrique, mais cette opération est à déconseiller puisque des informations relatives aux conditions initiales seront perdues.

1. Conditions hydrauliques

PLAXIS est généralement utilisé pour des analyses en contraintes effectives dans lesquelles une distinction claire est faite entre les pressions interstitielles p_{active} et les contraintes effectives σ'. Les pressions interstitielles sont elles-mêmes décomposées en deux parties : les pressions interstitielles permanentes p_{steady} et les surpressions interstitielles p_{excess}:

$$p_{active} = p_{steady} + p_{excess}$$

Les surpressions interstitielles apparaissent à cause du chargement de couches dont le matériau a été défini comme non drainé (*Undrained*). Dans un calcul plastique, les surpressions interstitielles ne peuvent être créées que dans ces matériaux non drainés.

Une analyse en consolidation peut permettre de calculer la dissipation de ces surpressions en fonction du temps. Au cours de ces calculs, le développement des surpressions est déterminé par les paramètres de perméabilité (*Permeability*) plutôt que par le type de comportement du matériau

Le mode des conditions hydrauliques peut être ignoré dans notre projet puisque La couche d'argile est sèche donc n'implique pas de pressions d'eau. Dans ce cas, le toit de la nappe phréatique est placé en bas du modèle géométrique et les pressions interstitielles et pressions hydrauliques externes sont prises nulles.

Les conditions imposées aux limites pour cette étude sont des conditions en déplacement «standard fixités », les nœuds situés sur la limite horizontale inférieure sont bloqués.

➢ **Génération des pressions hydrauliques**

Les pressions hydrauliques peuvent être générées. Ceci s'effectue en cliquant sur le bouton de génération des pressions hydrauliques (*Generate water pressures*) (Croix bleues)

situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option *Water pressures* depuis le menu *Generate*. Une fenêtre apparaît alors dans laquelle l'utilisateur doit spécifier s'il veut générer les pressions hydrauliques à partir de la nappe phréatique ou au moyen d'un calcul d'écoulement. La première option est rapide et directe alors que la seconde peut être plus réaliste mais requiert la saisie de plus de données et prend plus de temps.

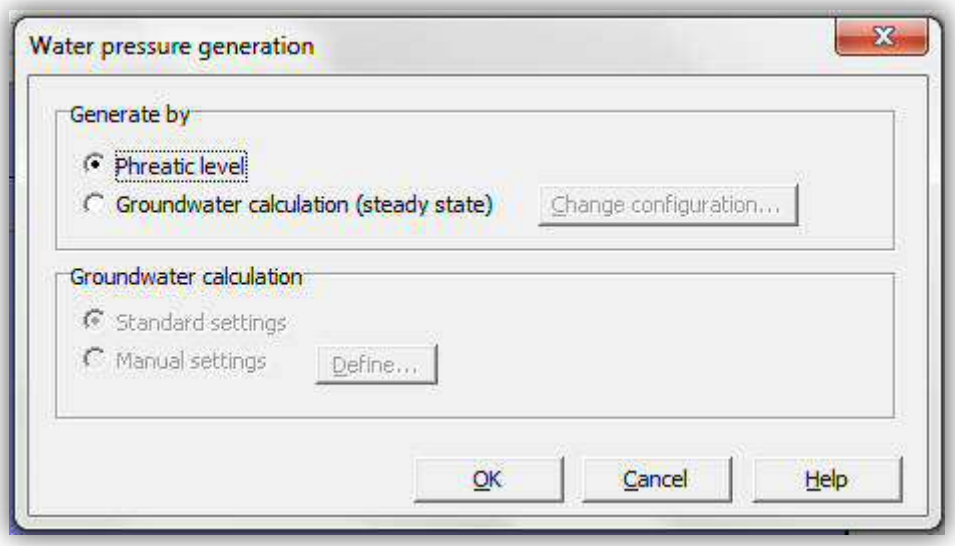


Figure V.7 :Fenêtre de génération des pressions hydrauliques (*Water pressure generation*)

2. Configuration de la géométrie initiale

Pour passer du mode de conditions hydrauliques (*Water conditions mode*) au mode de configuration géométrique (*Geometry configuration mode*), cliquez sur le 'bouton de basculement' droit de la barre d'outils.

Le mode de configuration géométrique est utilisé pour définir la configuration initiale de la géométrie et permet de désélectionner les couches de sol de la géométrie qui ne sont pas actives dans la situation initiale. De plus, les contraintes effectives initiales peuvent être générées par la procédure K_0 (K_0-*procedure*).

Les contraintes initiales dans un sol sont influencées par le poids du matériau et par l'histoire de sa formation. Cet état de contraintes est caractérisé généralement par une contrainte effective verticale initiale σ_{v0}'. La contrainte effective horizontale initiale σ_{h0}' est

liée à la contrainte effective verticale initiale par le coefficient de pression des terres au repos K_0. ($\sigma_{h0}^{'} = k_0 \sigma_{v0}^{'}$)


Cliquant sur le bouton de tensions initial (les croix rouges) dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option de tensions Initiale du menu *Generate*. La boîte de dialogue de *K0procedure* apparaît donc la génération des contraintes initiales à partir de la donnée de K_0 peut être effectuée.

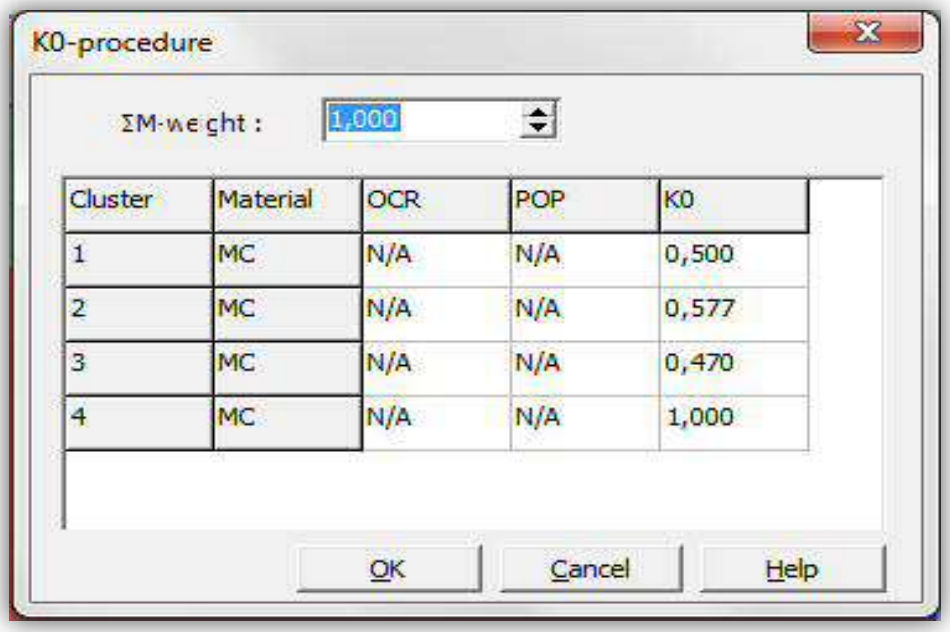


Figure V.8 : Fenêtre de génération des contraintes initiales (procédure K_0).

Gardez le multiplicateur total pour le poids de sol, $\sum M - weight$ égal à 1. Cela signifie que le poids complet du sol est appliqué pour la génération des contraintes initiales.

La valeur par défaut de K_0 est obtenue par la formule de *Jaky* (1-sin φ), mais celle-ci peut être modifiée par l'utilisateur. L'utilisateur devra faire attention aux valeurs trop faibles ou trop élevées de K_0, puisqu'elles risquent de générer de la plasticité dès la situation initiale.

En appuyant sur le bouton *OK*, la génération des contraintes initiales démarre. La procédure K_0 ne considère que le poids du sol et ne calcule que les contraintes effectives et les pressions interstitielles dans les éléments de sol et d'interface. Les charges extérieures et le poids des

éléments de structure ne sont pas pris en compte. Donc le fait d'activer les charges et les éléments de structure dans la configuration initiale n'a pas d'effet.

Pour retourner au programme de saisie des données après avoir visualisé les résultats de la génération des contraintes initiales, il suffit d'appuyer sur le bouton <*Update*>.

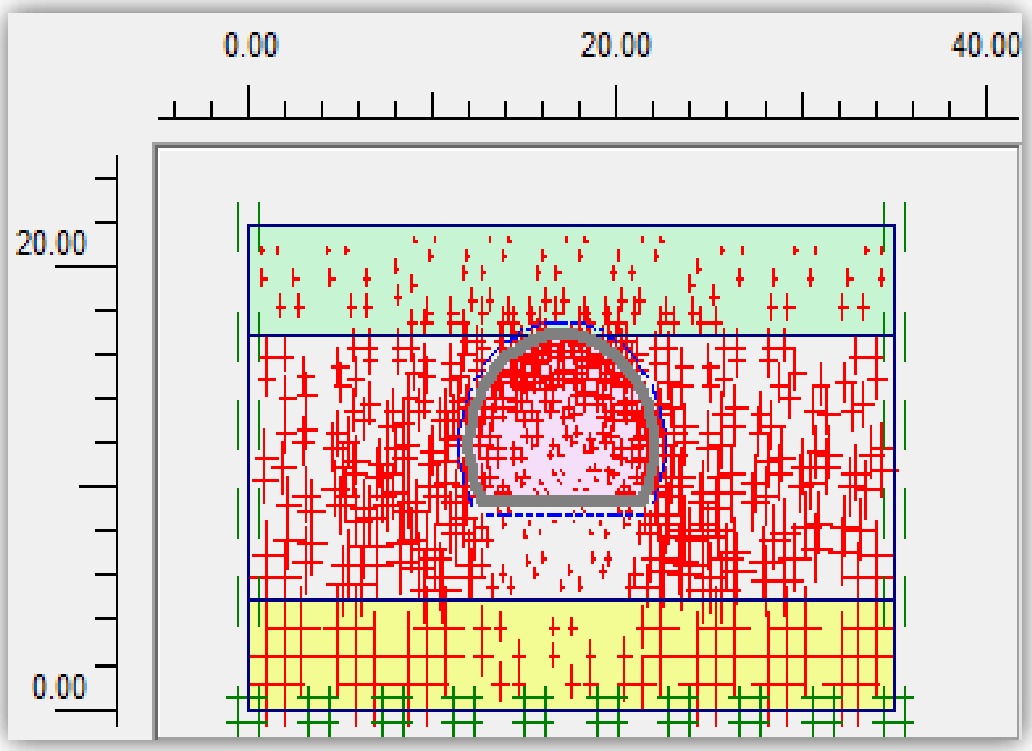


Figure V.9 : le champ des contraintes Initiales dans la géométrie.

V.4. Analyse paramétrique :

Dans ce qui suit-on a effectué une analyse des déformations en fonction de la distance par rapport aux axe verticale qui passe par le centre de notre tunnel.

Les caractéristiques géotechniques de notre système :

Sol :

E = 350 MPa $\gamma_d = 22$ kN/m^3 c = 150 kN/m^3

$\upsilon = 0.3$ $\gamma_s = 24$ kN/m^3 $\varphi = 30°$ K=8.6 * $10^{-9.}$

Béton :

$\gamma = 25$ kN/m^3 EI = 2.5* 10^5 kN/m^2 $E_0 = 24000$ MPa.

$\upsilon = 0.2$ EA = 1.2* 10^7 kN/m^2 $E_\infty = 12000$ MPa.

1ier cas: sans surcharge.

Déformation au niveau de l'axe verticale du tunnel.

U(10^-3 m)	Z(m)
1,037	0,647
1,162	3,421
0	11,94
-1,765	17,402
-0,446	22,27
-0,305	23,034

Déformation à 6 m loin de centre du tunnel.

U(10^-3 m)	Z(m)
0,274	0,672
0,267	4,619
0,084	9
-0,029	14,571
-0,096	21,699
-0,048	23,115

Déformation à 11 m loin de centre du tunnel.

U(10^-3 m)	Z(m)
-0,122	0,67
-0,154	4,057
-0,124	7,998
0,14	13,909
0,099	21,015
0,035	22,997

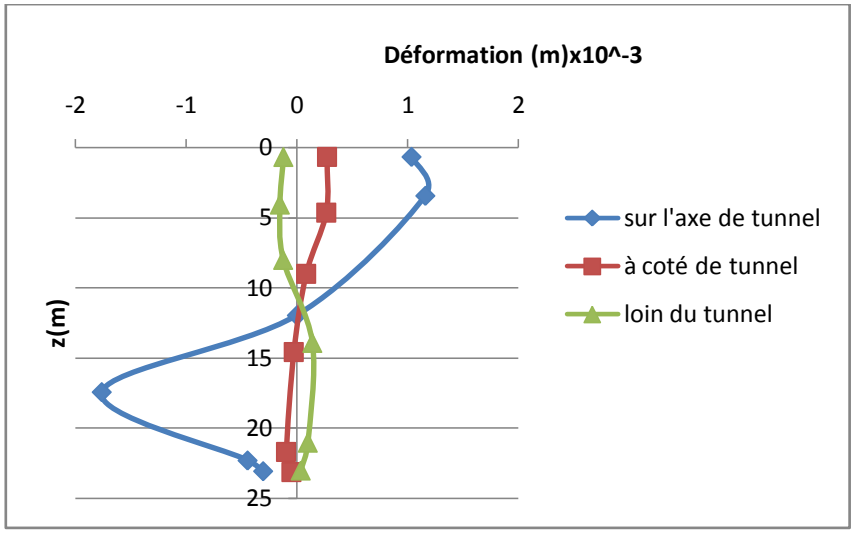


Figure V.10 : Déformation verticale en fonction de la distance

2eme cas: avec surcharge appliquée au niveau du terrain naturelle.

Déformation au niveau de l'axe verticale du tunnel.

U(10^-3 m)	Z(m)
3,139	1,011
2,977	3,252
2,943	5,244
-1,156	18
-0,434	21,307
-0,212	22,835

Déformation à 6 m loin de centre du tunnel.

U(10^-3 m)	Z(m)
1,969	1,273
1,817	4,263
1,293	8,314
0,555	15,267
0,385	17,4
0,072	22,861

Déformation à 11 m loin de centre du tunnel.

U(10^-3 m)	Z(m)
0,655	1,136
0,608	5,778
0,685	10,144
0,771	13,658
0,579	18,645
0,206	22,601

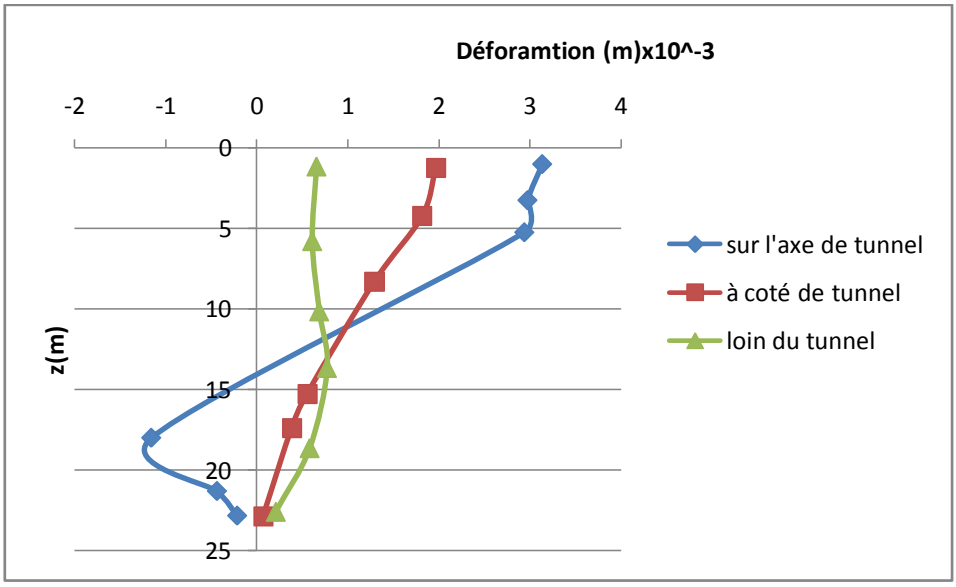


Figure V.11 : Déformation verticale en fonction de la distance

A la lumière des résultats précédents on peut conclure ce qui suit

- La surcharge extérieur provoque une augmentation de déformation verticale par rapport au celle provoquer par le poids naturelle des terres seulement.
- La distance a aussi une influence sur la déformation verticale. on remarque que plus qu'on s'éloigner de notre axe de repaire (axe verticale qui passe par le centre du tunnel) la déformation se diminue.

V.5. Conclusion :

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en détermines les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'ya dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

Le paramètre le moins « courant » est vrai semblablement l'angle de dilatance.

Chapitre VI :
Etablissement d'un modèle de référence pour le métro d'Alger

VI.1. Introduction :

Cette section de calcul a été choisie dans le tronçon Hamma/Jardin d'Essai, vers le PK5.100-5.200. Cette section se trouve entièrement dans les marnes compactes.

VI.2. Hypothèses géométriques et géotechniques :

VI.2.1 Cadre général du site :

VI.1 Relief géomorphologie et géologie de la région :

La zone d'étude est située dans la banlieue d'Alger. Elle est bordée par la station du 1er Mai à l'Est et le rameau d'O. Vincent à l'Ouest, traversant en grande partie l'enceinte de l'hôpital Mustapha. Limité par les points Kilométriques PK 2,700 et PK 3,100, le tronçon s'étend sur une longueur de 400 m et ancré à une profondeur

Variable, allant de 10 à 25 m (Figure VI.1).

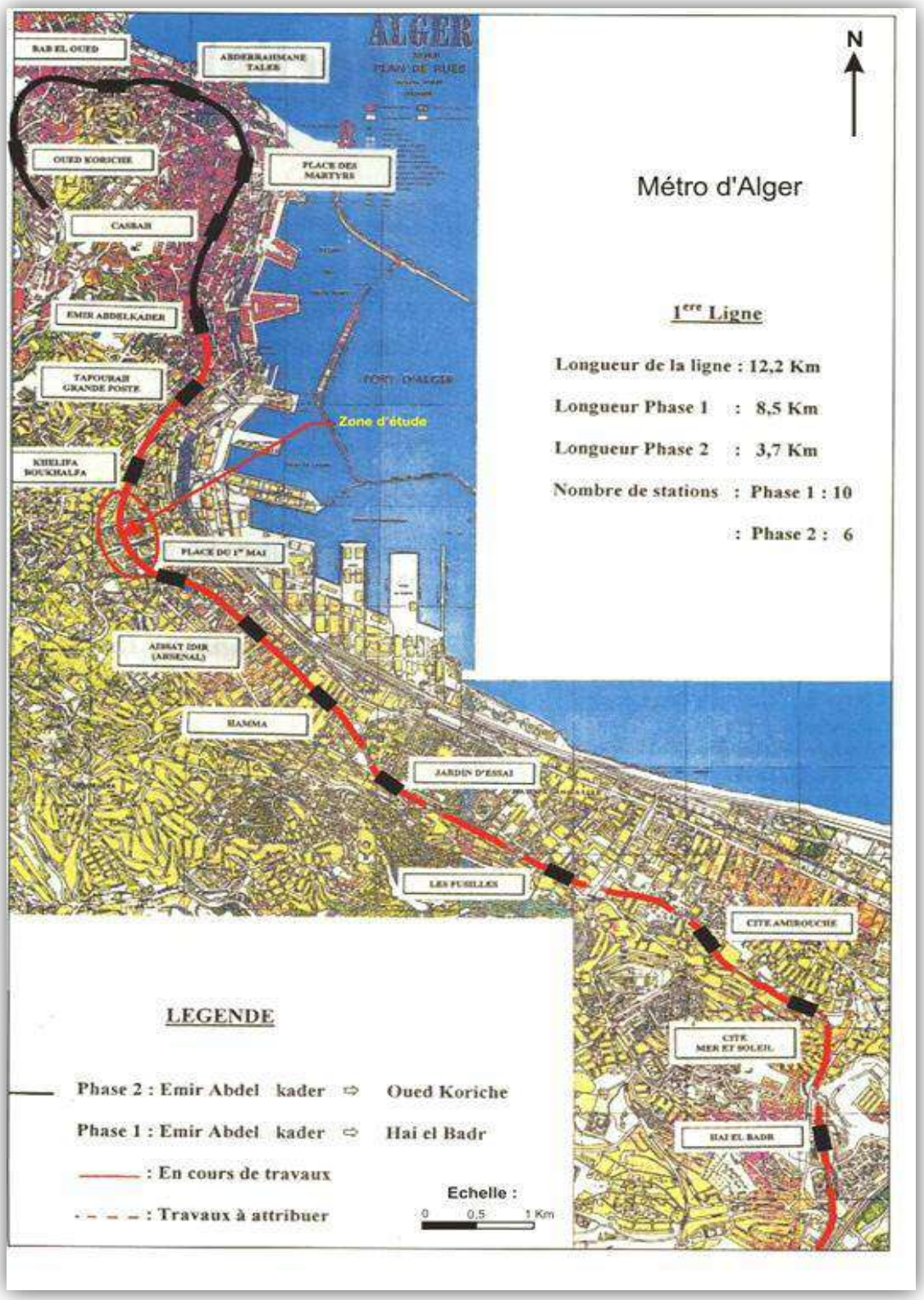


Figure VI.1 : Situation géographique du site.

VI.2 Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage X :

La coupe géotechnique retenue pour le calcul et décrite comme suit :

- de 0 à 6 m de profondeur : terrains quaternaires ;
- de 6,5 à 11,5 m de profondeur : Molasse sableuse ;
- à partir de 11,5 m de profondeur : Marnes.

Le toit de la nappe est pris en position normale à 9 m de profondeur.

La définition géométrique retenue pour l'ouvrage est présentée sur la (**Figure VI.2**). L'ouverture intérieure est de 8,82 m sur une hauteur de 7,54 m l'ouvrage est composé d'un soutènement en béton projeté B25, de 15 cm d'épaisseur en radier et de 20 cm en voûte et piédroits ou il associé à des cintres HEB120 espacés de 1,5 m, et d'un revêtement définitif en béton B35 de 40 cm d'épaisseur en voûte à 60 cm d'épaisseur en radier.

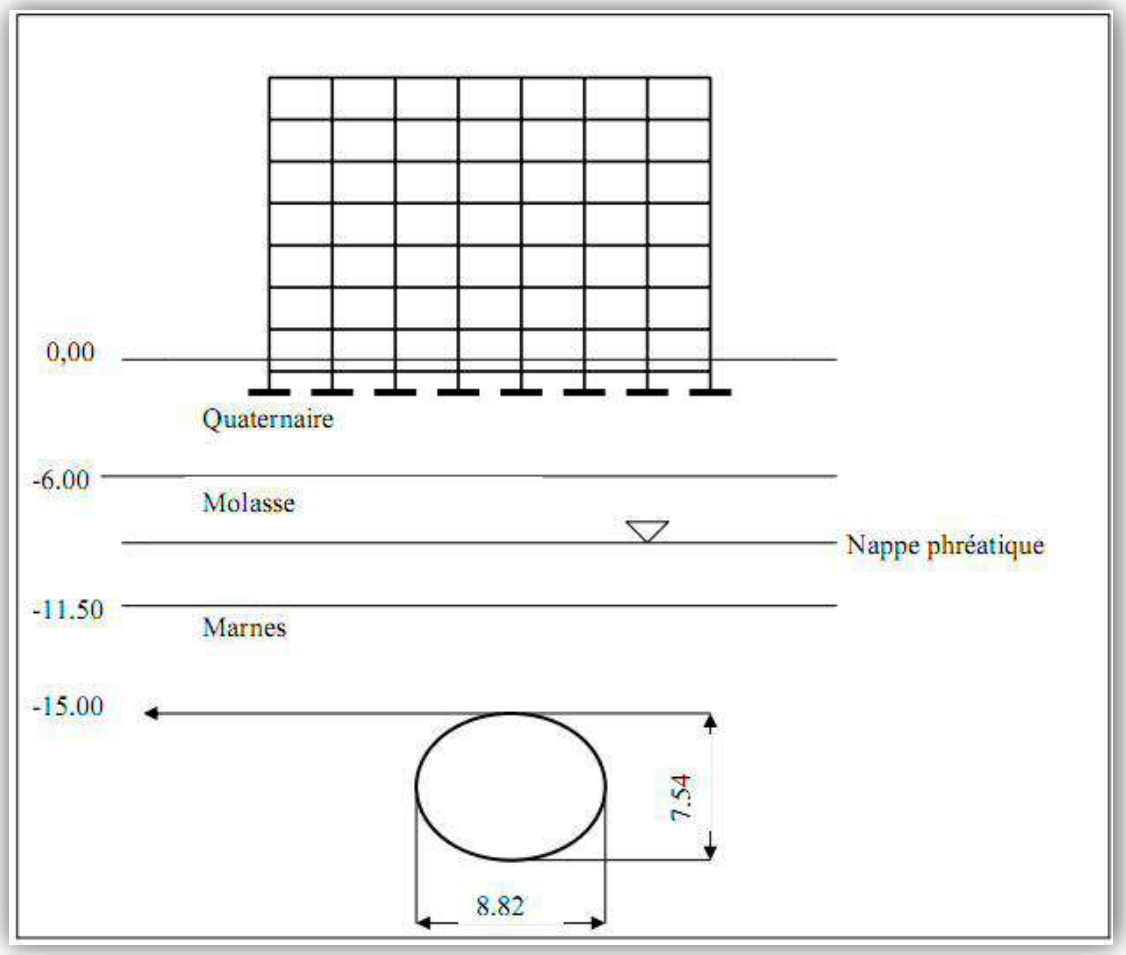


Figure VI.2: Coupe retenue pour le calcul.

VI.3. Caractéristiques géotechniques des matériaux :

VI.3.1. Caractéristiques mécaniques d'un sol :

Les caractéristiques géotechniques prise en pour les différentes couches sont présentées dans les tableaux VI.1et 3VI.2.

Les propriétés des couches de sols et des interfaces sont résumées dans le (Tableau VI.1) :

Tableau VI.1:Caractéristiques géotechniques du sol.

							Court Terme		Long Terme	
Formatoins	Yd (KN /m^2	Y_{sat} (KN /m^2)	E_0 (Mpa)	E (Mpa)	V	K_0	C_u (Kpa)	⍵°	C' (Kpa)	⍵°'
Quateraire	19	22	120	100	0.25	0.54	30	27.5	10	27.5
Molasse	17	20.5	120	100	0.25	0.46	5	32.5	0	32.5
Marnes	22	24	500	350	0.30	0.50	250	30	150	30

Tableau VI.2 : Perméabilités du sol et rigidité des interfaces.

Formation	Kh (M /jour)	Kv (M /jour)	Ri (Rigidité des interfaces)
Quaternaire	12 ,96	12 ,96	1
Molasse	4,32	4,32	1
Marne	$8{,}6.10^{-9}$	$8{,}6.10^{-9}$	1

Le paramètre R_{inter}, est défini ci-dessous :

= =

Avec : =

VI.3.2. *Caractéristiques mécaniques des soutènements, revêtements et de la superstructure :*

Les caractéristiques mécaniques retenues pour les béton des soutènements et revêtements sont les suivants :

Soutènement provisoire en béton projeté (béton B25) :

- poids volumique : γ = 24 kN/m3
- module d'Young : E0= E∞= 10 000 MPa
- coefficient de poisson : ν =0,2

Revêtement définitif (béton B35) :

- poids volumique : γ = 25 kN/ m3
- module d'Young à court terme : E0 = 24 000 Mpa
- module d'Young à long terme : E∞=12 000 MPa
- coefficient de poisson : ν =0,2

La partie matériau composite (cintres +béton projeté) du soutènement provisoire a été traitée en matériau homogénéisé.

Les caractéristiques (épaisseur eeq et module Eeq) de ce matériau ont été de sorte que :

= =

Ou *Ai* et *Ii* sont respectivement les sections et les inerties au mètre linéaire de chacun des éléments du matériau composite.

Nous obtenons les caractéristiques récapitulées dans le (**Tableau VI.3**)

Tableau VI.3: Caractéristiques mécaniques des soutènements, des revêtements et de la Superstructure

Rigidité	Soutènement provisoire		Revêtement définitif		superstructure	
	Court terme	Long terme	Court terme	Long terme	Court terme	Long terme
Rigidité normale EA (KN /$m^{2)}$	$2{,}45.10^6$	$2{,}45.10^6$	$1\ ,2\ .10^7$	6.10^6	5.10^6	5.10^6
Rigidité de flexion EI (KN.m/m^2	$7{,}62.10^3$	$7{,}62.10^3$	$2{,}5.10^5$	$1{,}25.10^5$	$2{,}6.10^4$	$2,\ 6.10^4$

VI.4. Calcul d'interaction

Le modèle de référence se fait par des éléments à 6 nœuds. Le nombre d'éléments est de

- 618 éléments triangulaires à six nœuds ;
- 1333 nœuds ;
- 1854 points de contrainte.

On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur «very fin», puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme indiqué sur la figure du maillage suivent (en remplacer la structure comme un charge surfacique).

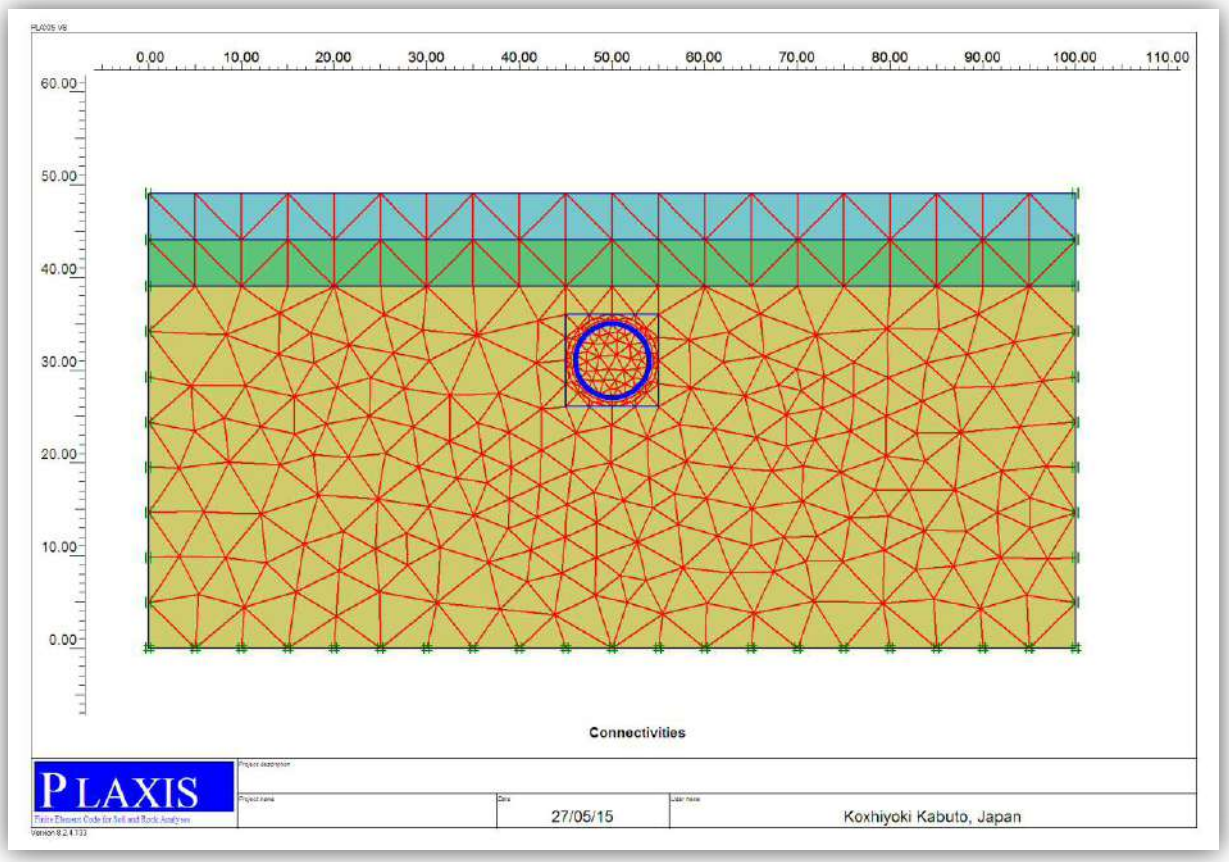


Figure VI.3 : Génération du maillage.

VI.4.1. Conditions initiales :

Les conditions aux limites du modèle sont les suivantes :

- Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales
- Déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ;
- Déplacement vertical nul suivant la ne base du modèle.

VI.4.2. Conditions hydrauliques :

La fonction *initiale conditions* est utilisée pour définir le poids volumique de l'eau et une ligne phréatique générale. Comme on ne va pas prendre en considération les pressions interstitielles, le niveau de la nappe phréatique initiale est à -9 m de la surface.

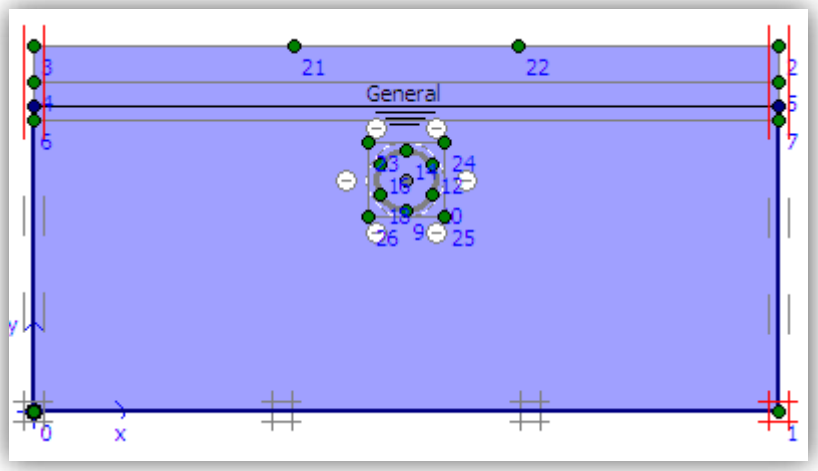


Figure VI.4 :**Régime d'écoulement permanent.**

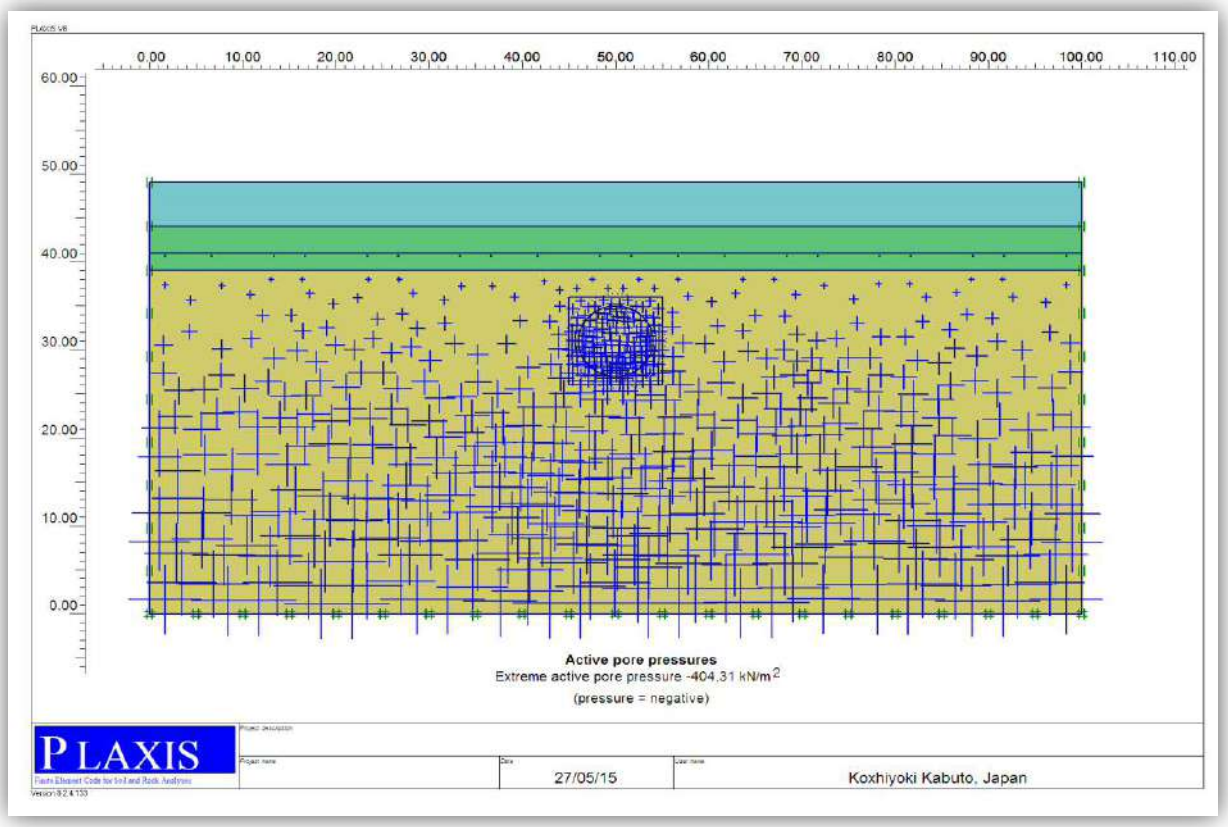


Figure VI.5 :**Calcul du réseau d'écoulement.**

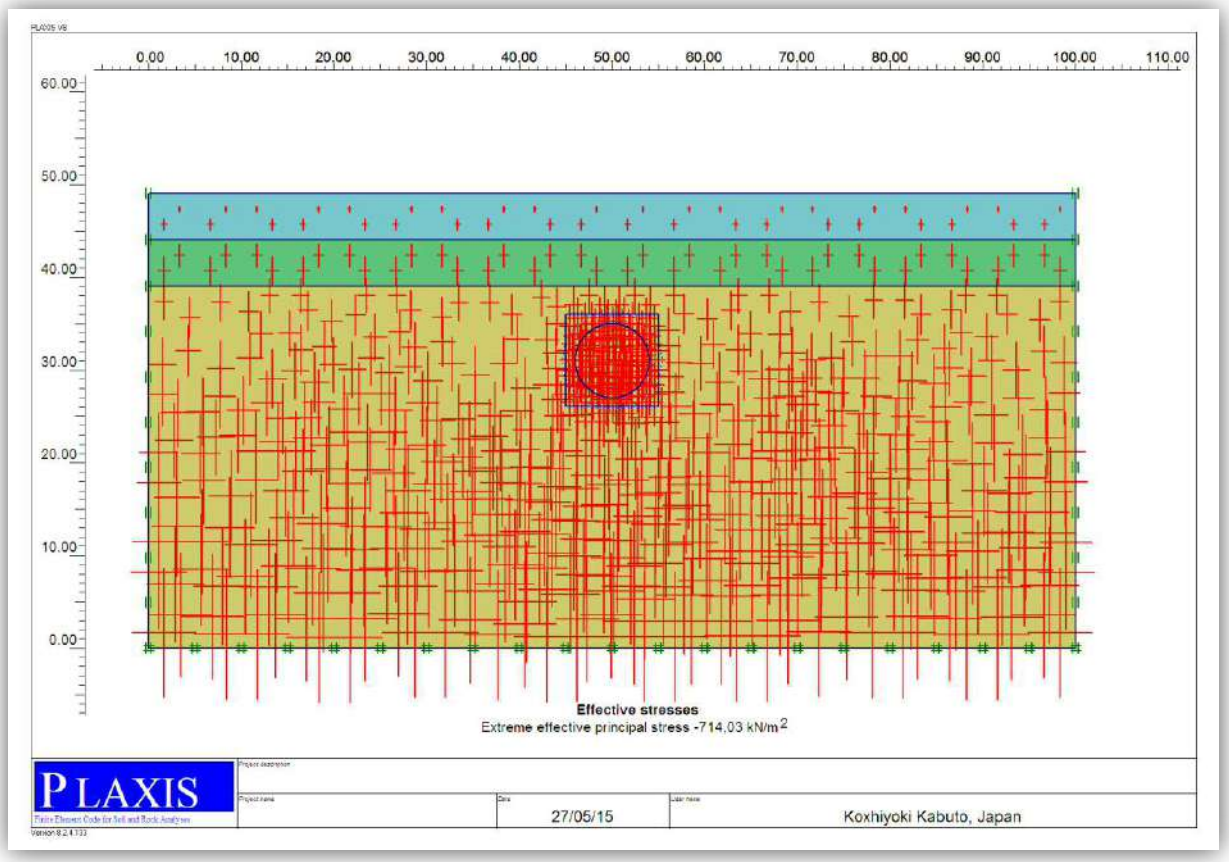


Figure VI.6 : Surpressions interstitielles.

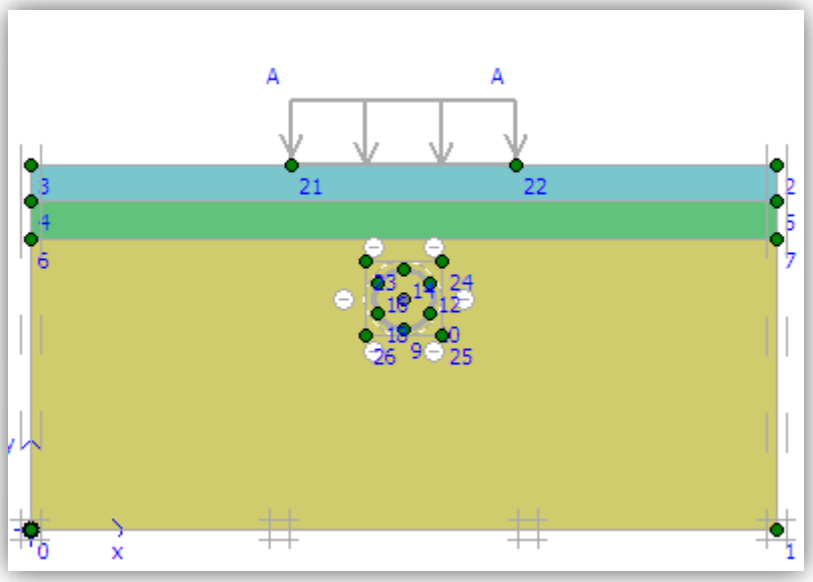
VI.4.3. Contraintes initiales :

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux ainsi que l'élément de sol crée par défaut au niveau du bâtiment. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de k_0 par défaut. La valeur de k_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jacky. On garde le poids du sol à **1,** ce qui correspond à une application totale de la gravité

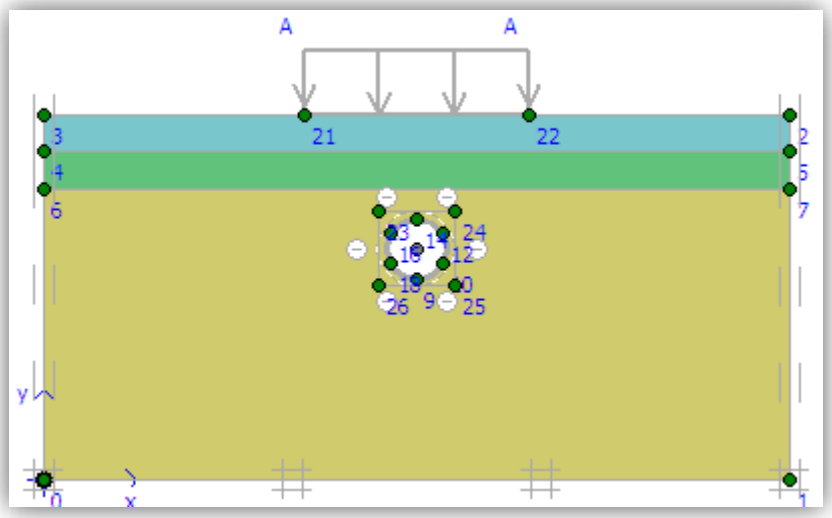
VI.5. Les Phase de calcul :

Le calcul du modèle de référence se fait en 3 phases :

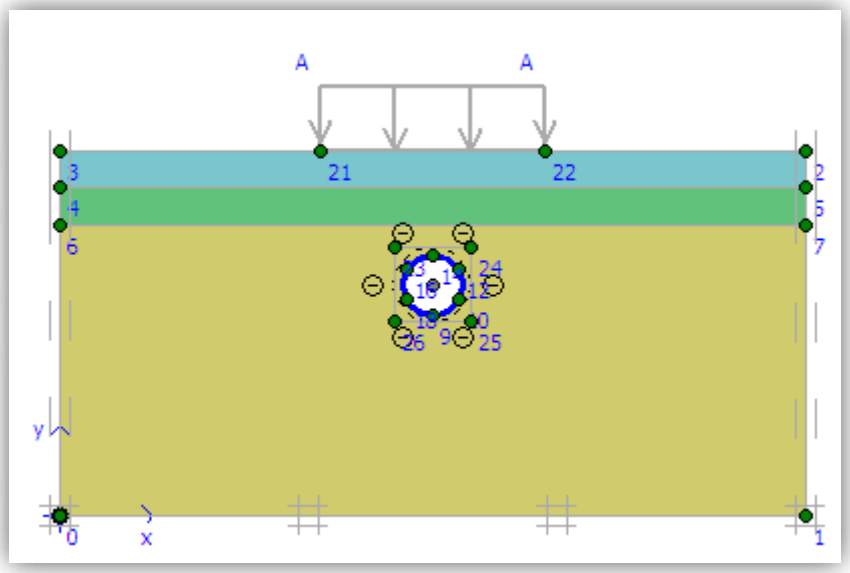
- **Phase 1** : Initiation des contraintes, on détermine les contraintes effectives initiales.



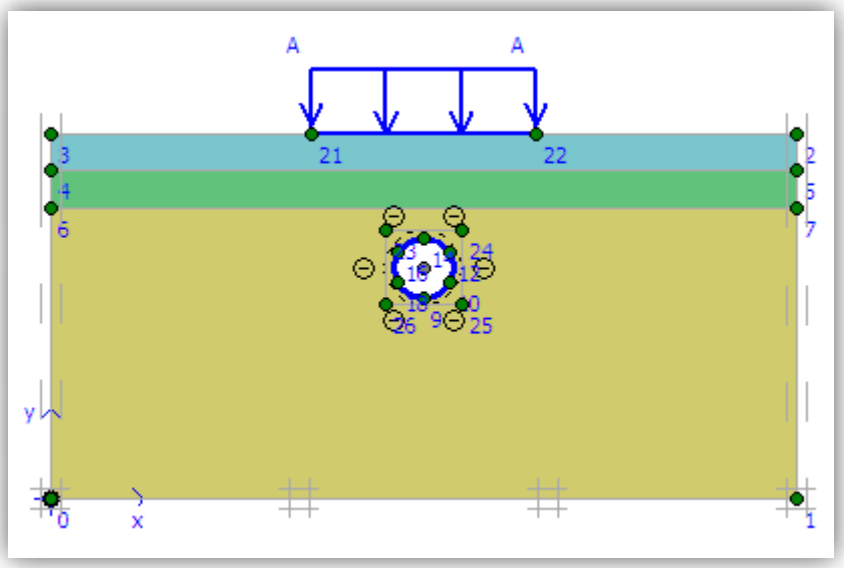
- **Phase 2** : Creusement du tunnel.



- **Phase 3** : mise en place soutènement et de revêtement.



- **Phase 4** : activation de la surcharge.



- **Toutes les phases :**

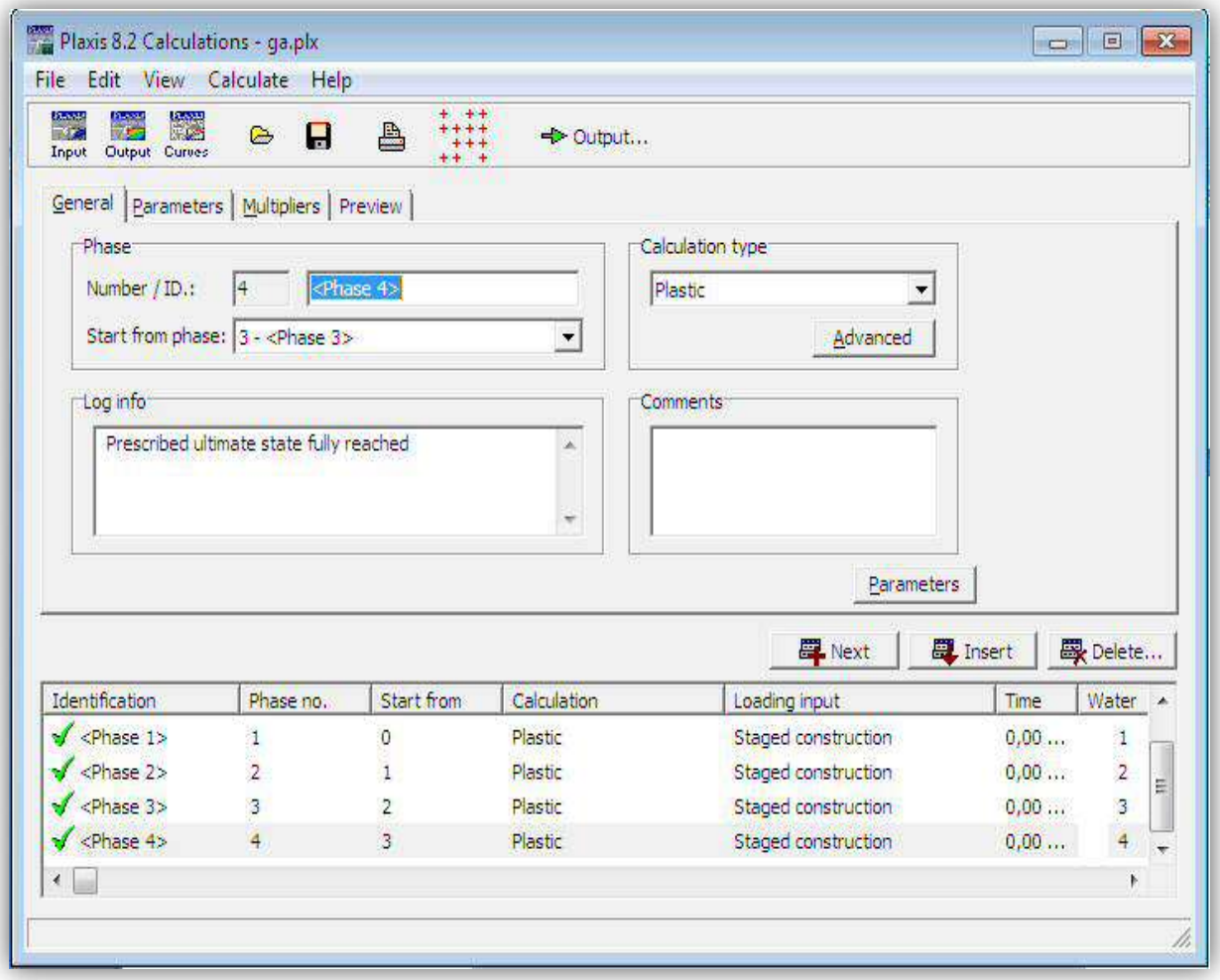


Figure VI.7 : Les étapes de validation des calculs.

VI.5.1. Résultats obtenus pour le modèle de référence.

On s'intéressera à trois types de déformation : déformation global, déformation vertical et déformation horizontal :

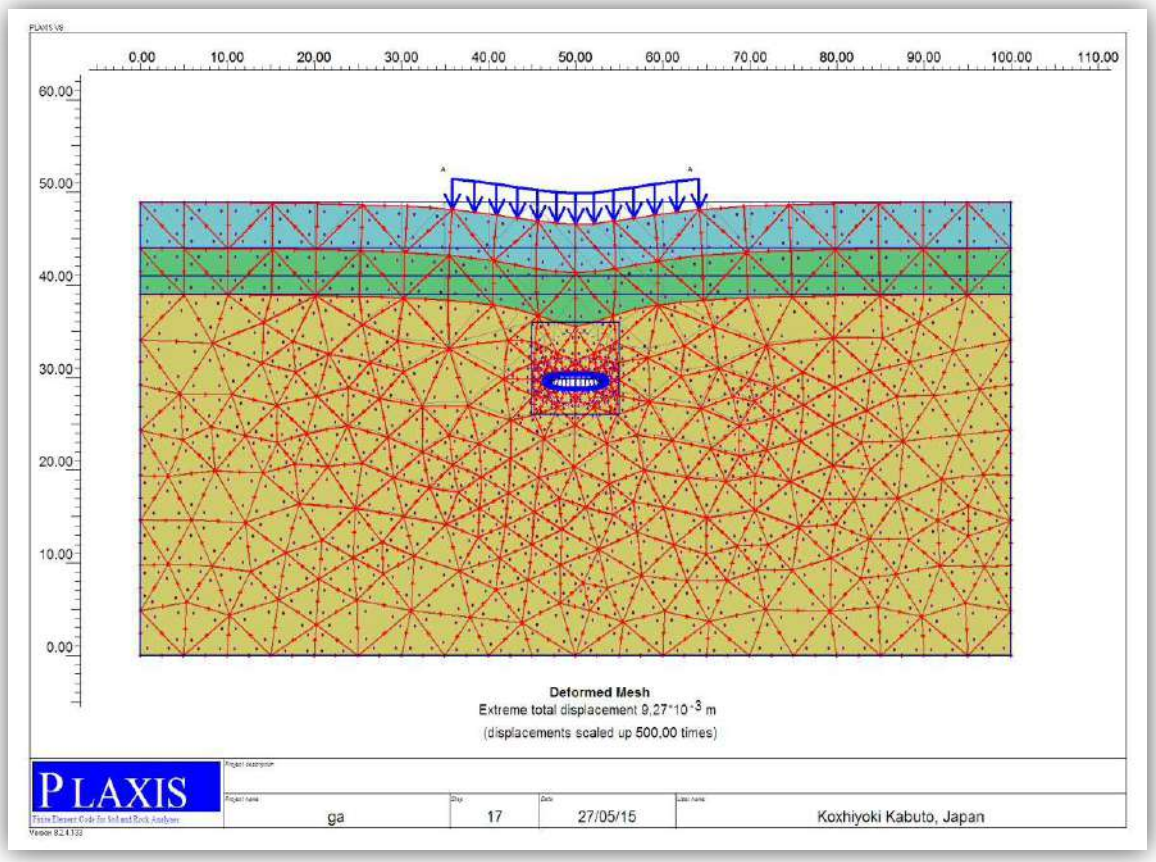


Figure VI.8 : Les déformations globales.

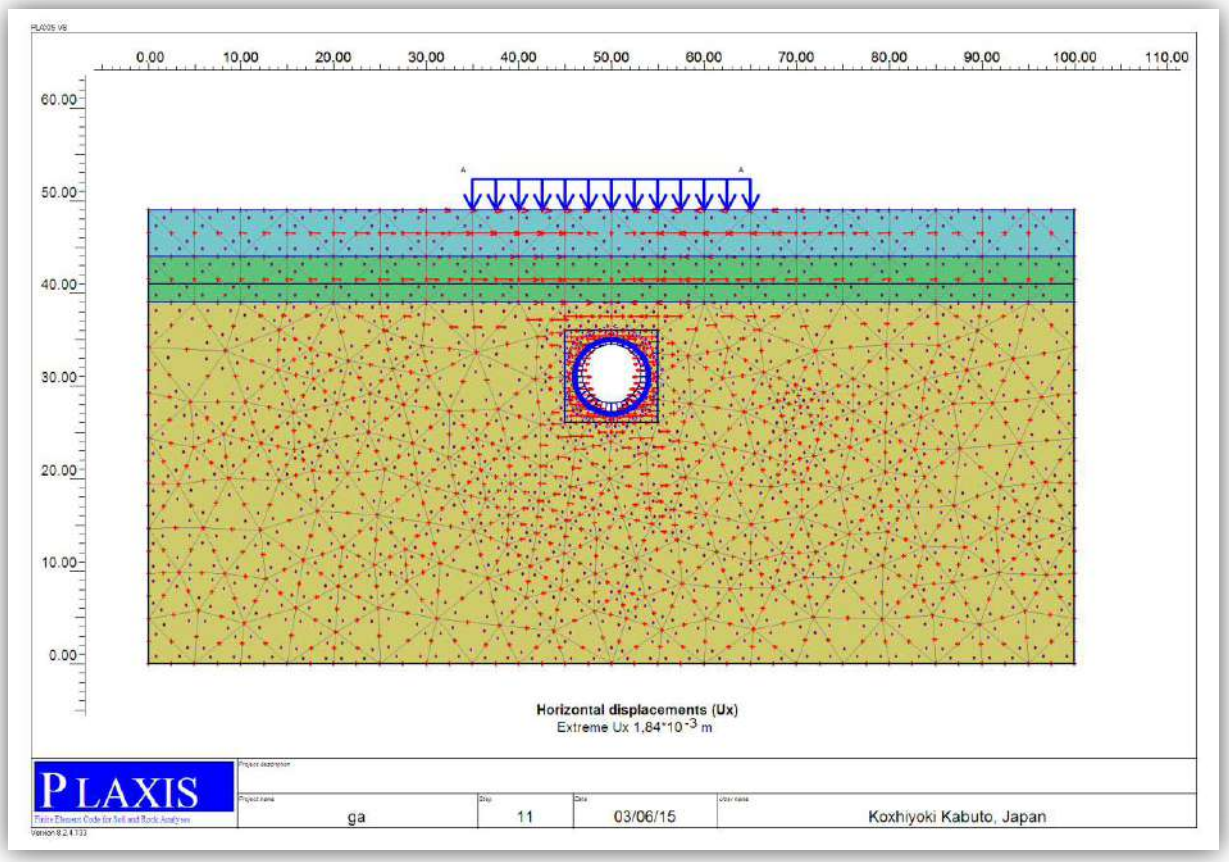


Figure VI.9 : Les déformations horizontales.

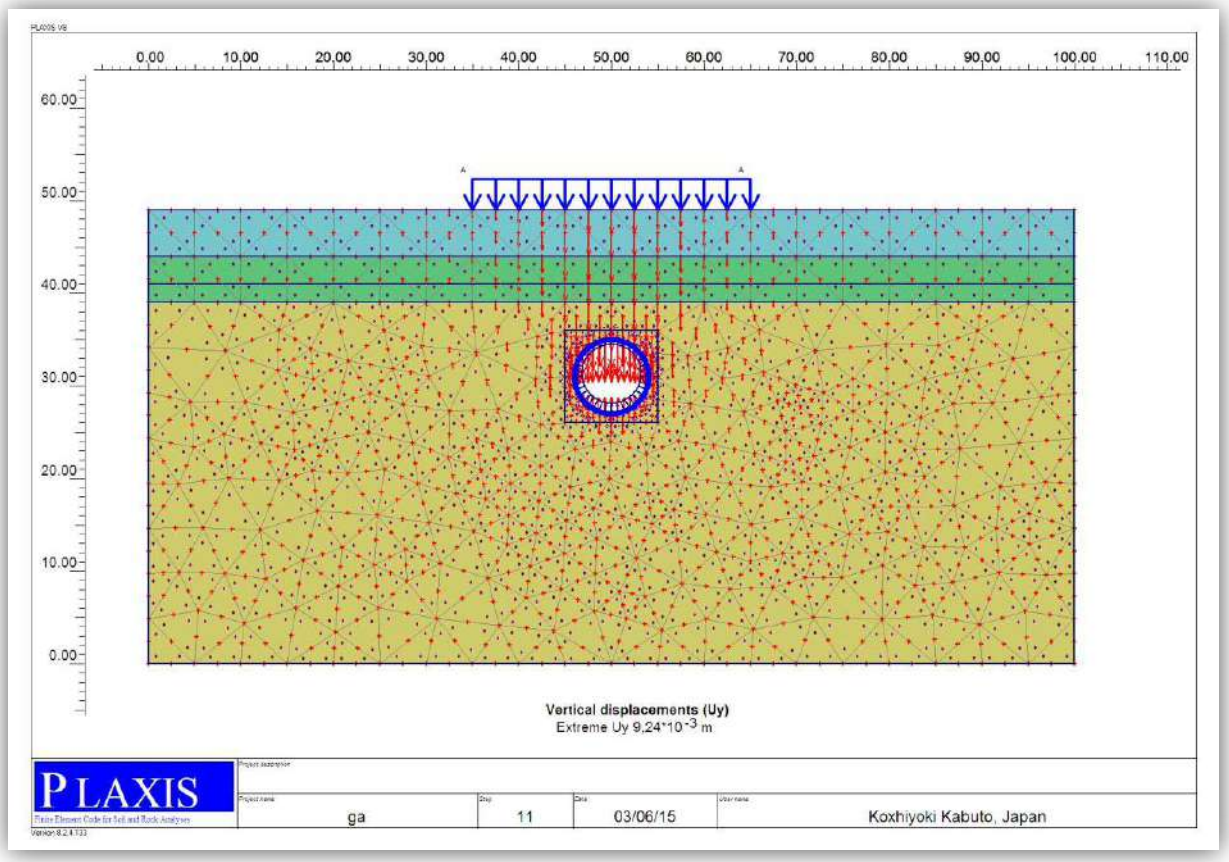


Figure VI.10 : Les déformations verticales.

On présente les moments et les forces aux diagrammes suivants :

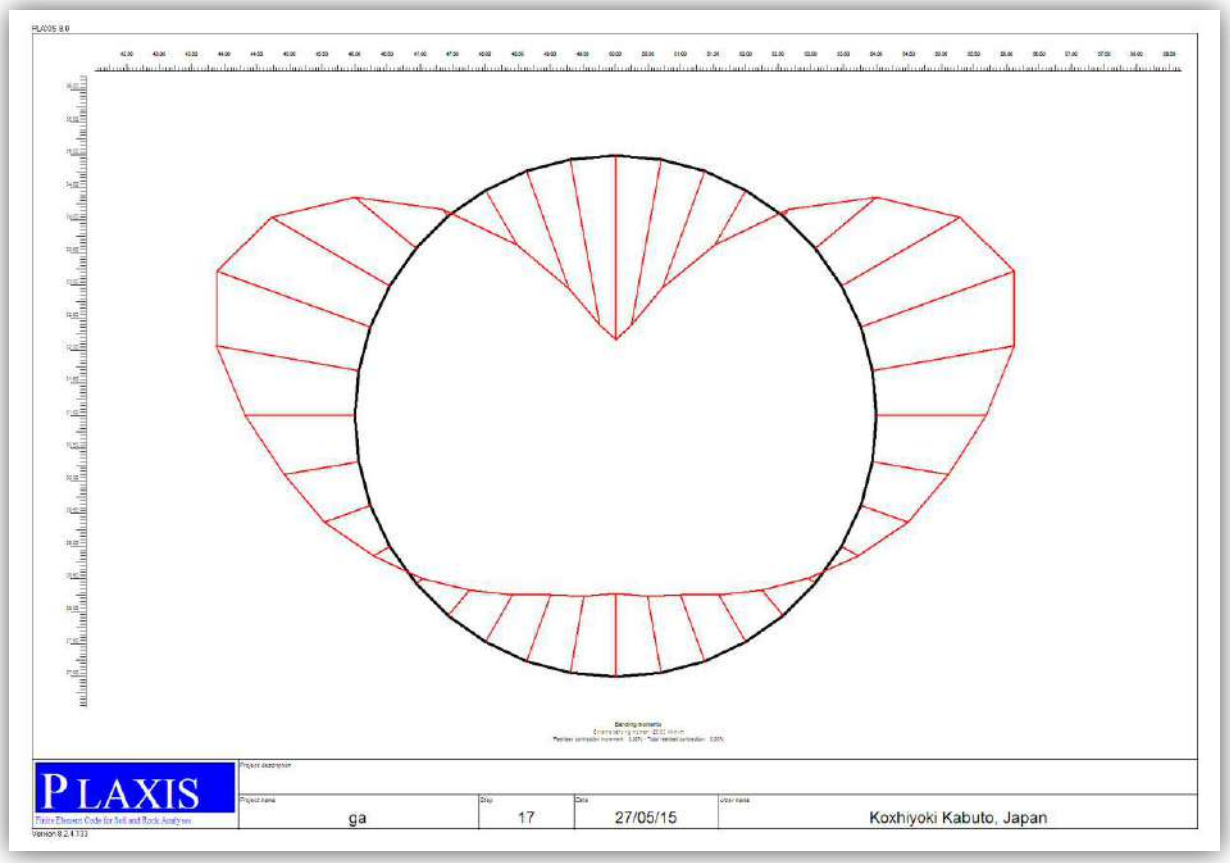


Figure VI.11 : **Diagramme des moments flexion.**

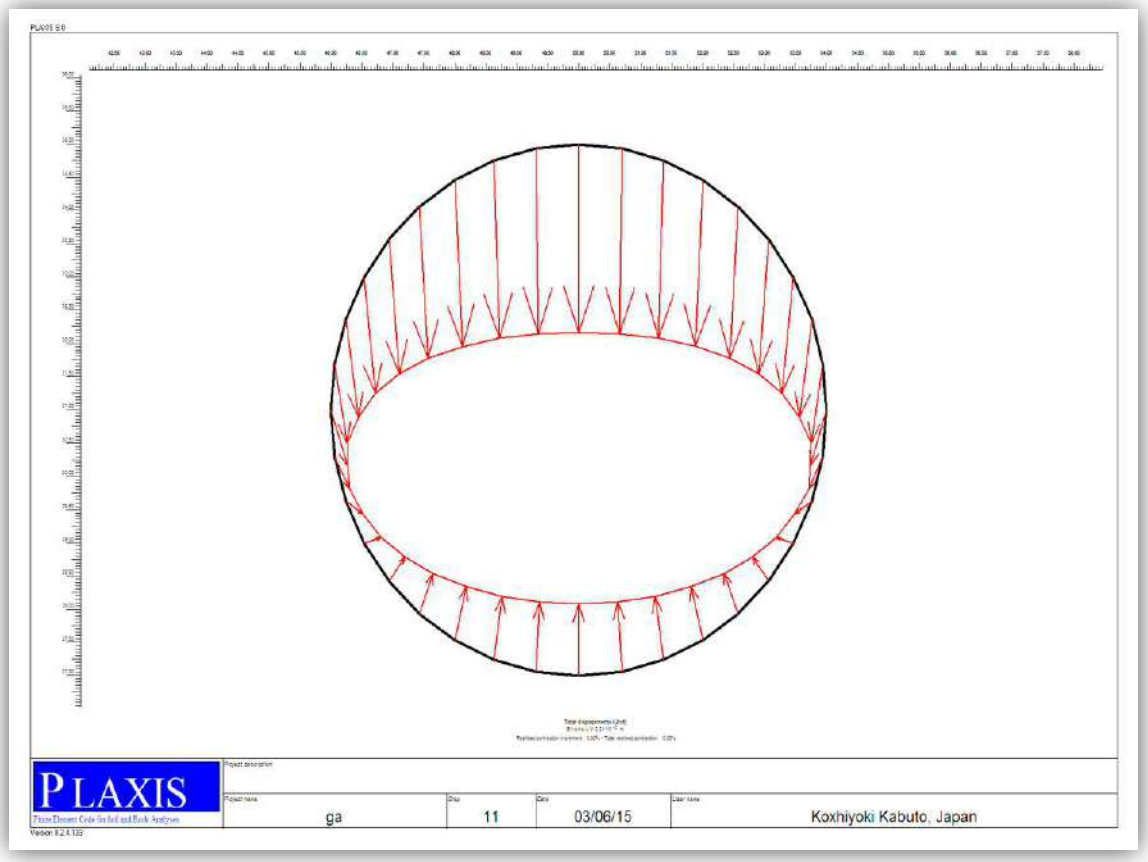


Figure IV.12 : Diagramme des déformations.

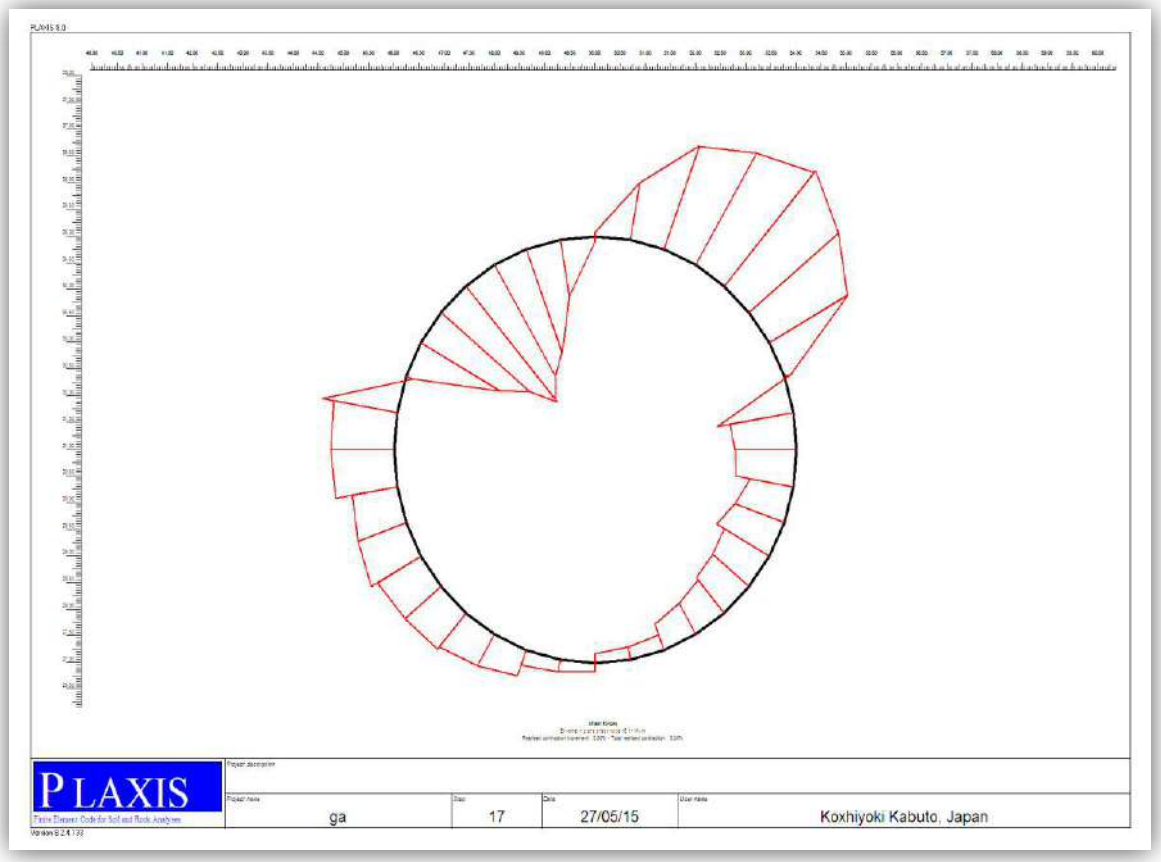


Figure VI.13 : **Diagramme des forces de cisaillement.**

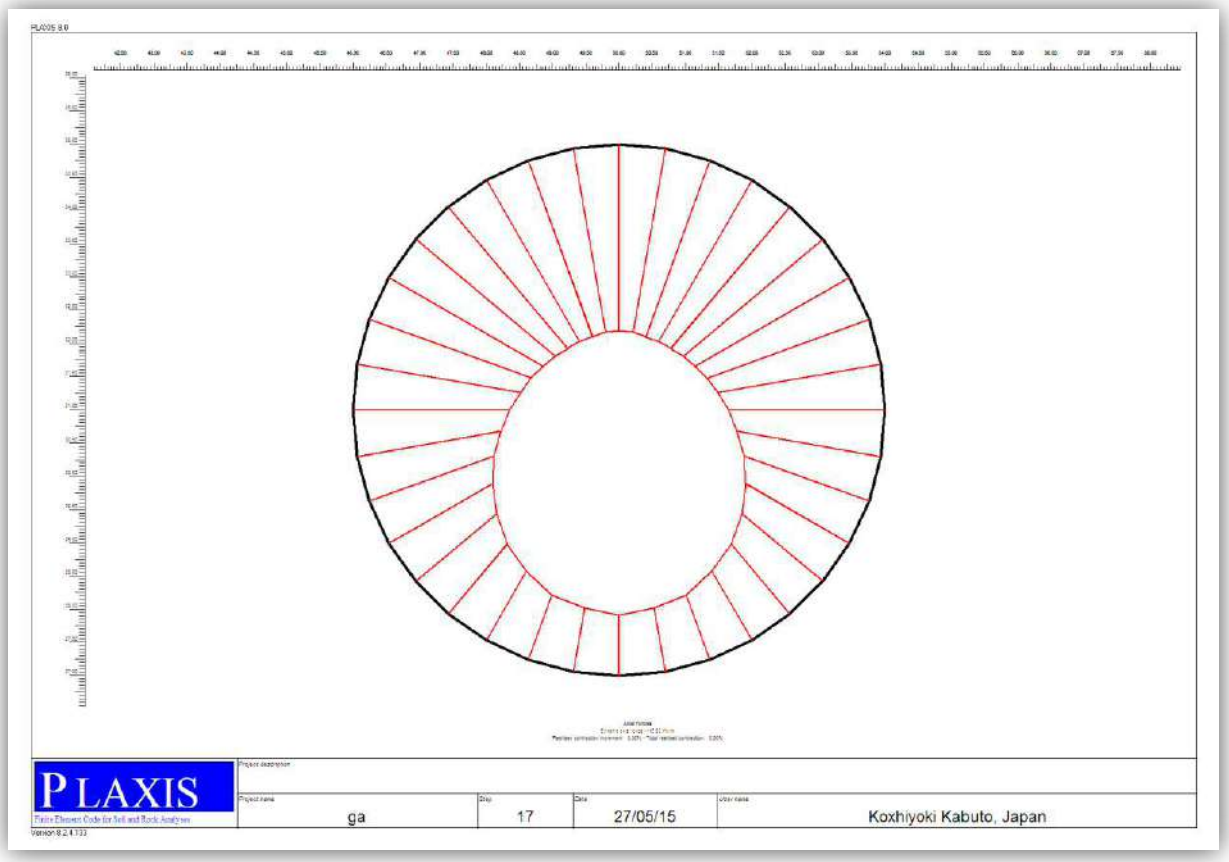


Figure VI.14 : **Diagramme des forces axiales.**

VI.6. Conclusion :

La modélisation numérique du creusement d'un tunnel en tenant compte du dé confinement cette étude est effectuée à l'aide du code de calcul PLAXIS V.8.2 est un programme de calcul basé sur la méthode des éléments finis nécessite une modélisation nécessairement approchée d'une réalité complexe, il permet le calcul des contraintes et des déplacements du massif du sol et des éléments structuraux. Cela conduit à faire un certain nombre de choix qui concernent aussi bien les paramètres de l'outil numérique que le modèle de comportement utilisé.

Pour simuler le comportement des massifs des sols et de l'ouvrage (tunnel), une modélisation numérique bidimensionnelle a été effectuée avec le logiciel *PLAXIS* en utilisant le modèle de comportement de *Mohr-Coulomb*. Nous avons simulé des problèmes fortement non linéaires (modules de sol, interfaces), et de géométrie complexe (tunnels non circulaires et la superstructure) avec une bonne stabilité numérique.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le tunnel est classé parmi les grands ouvrages d'art dans le génie civil, caractérisé par le mode de construction.

Le but de notre étude était de passer en revue les étapes de construction d'un tunnel (creusement, soutènement et revêtement), le dimensionnement d'un tunnel selon les méthodes (méthode Empirique ; méthode Analytique ; méthode Numérique et Réaction hyperstatique).

La recherche sur la méthode (convergence – confinement) de façon approfondi en fin ont établi une modélisation d'un tunnel par logiciel de calcul en élément finis «PLAXIS».

On présent aussi une étude pour le tunnel 'métro- d'Alger ' par « PLAXIS ».

L'étude de ce projet nous permis de :

- Connaitre les plusieurs type de creusement et de soutènement.
- Prendre connaissance des différentes méthodes de détermination des charges agissant sur le tunnel, qui permet par conséquence de dimensionnent de tunnel.
- Maitriser l'utilisation de « PLAXIS »pour la détermination des contraintes et des déplacements d'un tunnel.
- L'objectif de cette analyse est de montrer l'influence de profondeur et la distance par rapport à l'axe vertical qui passe le centre de notre tunnel sur les déformations a la présence ou sans présence de la surcharge par l'utilisation de logiciel PLAXIS

Dans le souci de compléter et par faire ce travail, nous formulons la recommandation suivante :

-Il aurait été mieux si nous avions une sortie sur les terrains pour bien comprendre les méthodes de construction des tunnels.

-Nous avons été confronté à beaucoup de difficultés en ce qui concerne l'accès aux données des tunnels réalisés en Algérie, nous souhaitons obtenir des facilités de la part des autorités concernées.

Les références bibliographiques :

[1] : ANTOIN.P et all. Manuel mécanique des roches (tome2 :les applications).paris :Ecole des mines de paris.

[2] : BOUAFIA. (2010) : conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition pages bleues, Alger.

[3] : Dossier pilote des tunnels génie civil : section 3 conception et dimensionnement (1998) : centre de l'étude des tunnels ; BRON CEDEX –France.

[4] : DJABRI .M : (2013) : thèse de magister : Etude de la sensibilité de la réponse sismique à la disposition du renforcement des remblais d'accès de pont : université Mohamed khider – Biskra – Algérie.

[5] : FAGER. V (1992) : thèse de doctorat : comportement et modélisation des ouvrages du site de Knutange : tunnel du bios des chênes et parois clouées de la tranchée d'accès : Ecole nationale supérieur de géologie de Nancy : France.

[6] : GUESTA. P. techniques d'ingénieur tunnelier. Centre français d'exploitation.

[7] : KITCHAH. F (2012) : thèse de magistère : Etude numérique de la stabilité d'un tunnel T4 de l'autoroute Est –Ouest : université El hadj lakhdar –Batna : Algérie.

[8] : MOHAMED. D (2012) : thèse de magistère : Modélisation numérique de l'EFFET de la construction d'un ouvrage souterrain sur le comportement de la superstructure – Application pour le METRO D'ALGER : université El hadj lakhdar – Batna : Algérie.

[9] : PURWODIHARDJO. A (2004) : thèse de Doctorat Modélisation des déformations différées lors de creusement des tunnels : l'étude centrale de Lyon.

[10] : Panet.M (1995). Calcul des tunnels par la méthode convergence- confinement. Paris : presses de l'école nationale des ponts et chaussées.

[11] : SUBRIN : D (2002) thèse de doctorat : Etudes théoriques sur la stabilité et le comportement des tunnels renforcés par boulonnage : Etude doctorat MEGA – Algérie.

[12] : TIKIALINE. B : (2008) : thèse d'ingéniorat : calcul d'un tunnel avec couverture – tronçon de Hai El Badr –El Harrach : Ecole nationale poly technique Algérie.

[13] : TOUMARIA. S (2012) : thèse : magister en génie civil : modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur le comportement de superstructure SUS-JACENTES. Ecole Doctoral en génie civil – U. SKIKDA.

[14] : ZEROUAL. F (2013) : thèse de magister : Etude du comportement d'un mur de soutènement soumis A des sollicitations dynamiques université Hadj lakhdar – Batna – Algérie.