

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université El Hadj Lakhdar –Batna
Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture
Département de Génie Civil



Mémoire de Magistère en Génie Civil

Option : Interaction sol-structure

Présenté par :
Kitchah Fethi

Pour obtenir le diplôme de Magistère en Génie Civil

Etude numérique de la stabilité d'une section du Tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest

Sous la direction de Dr : **HAMMOUD FARID**

Mémoire soutenu le : 28/06/2012

Devant le jury composé de :

Président :	K.ABBECHE	Professeur	Université de BATNA
Rapporteur :	F. HAMMOUD	M.C (classe A)	Université de BATNA
Examineurs :	M.GUENFOUD	Professeur	Université de GUELMA
	MED. SALAH NOUAOURIA	Professeur	Université de GUELMA
	T. MAALEM	M.C (classe A)	Université de BATNA

Remerciements

Je tiens à exprimer ici mon profond respect et ma reconnaissance à Monsieur HAMMOUD FARID, l'encadreur de ma thèse, qui a encouragé, soutenu et orienté la réalisation de ce travail.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail, j'exprime également ma reconnaissance à Monsieur BACHIR, qui m'a fourni toutes les données pour le tunnel T4, et à tous les personnes qui m'ont fait l'honneur de bien vouloir guider mes pas tout au long de ce travail. Ses conseils, ses encouragements.

Ma reconnaissance va à toute ma famille qui m'a supporté durant cette période. Enfin, je salue tous mes collègues de génie civil et mes amis proches.

Résumé :

L'étude de l'équilibre et la stabilité du tunnel suscite un intérêt important. Les mouvements qui sont susceptibles de se produire au niveau du front et en surface a permis d'introduire des méthodes de réalisation et de renforcement récentes afin que nous puissions les contrôler. Ce travail de mémoire a pour but d'étudier la stabilité d'une section du tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest.

Un code de calcul tridimensionnel a été utilisé pour mieux visualiser les mouvements au niveau du front et faire aussi une excavation par étape. La modélisation consiste à comparer entre deux méthodes de réalisation ou de renforcement (la nouvelle méthode autrichienne NATM et l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols ADECO-RS), des approches simplifiées ont été envisagées pour renforcer le front dont (l'augmentation de la cohésion et la pression appliquée au front). Elles consistent à remplacer la structure hétérogène (sol et boulons) par un milieu homogène équivalent. Les résultats obtenus montrent que la méthode ADECO.RS a une efficacité potentielle par rapport à la méthode NATM.

Mot clé : Tunnel, Boulonnage, Front de taille, Méthode ADECO.RS, Méthode NATM, Renforcement, Modélisation numérique.

Abstract:

The study of equilibrium and stability of the tunnel arouse an important interest. Movements that are likely to occur at the front surface and allowed to introduce methods of construction and building recently so they can control them. This thesis aims to study the stability of a tunnel section of the T4 East-West highway.

A three-dimensional computer code was used to better visualize the movements in the forehead and make an excavation in stages. Modeling is to compare two methods of construction or building (the new Austrian NATM method and analysis of controlled deformation in rocks and soils ADECO-RS), simplified approaches have been proposed to strengthen the front. They include replacing the heterogeneous structure (soil and bolts) in a homogeneous medium whose equivalent (increased cohesion and pressure applied to the forehead). The results obtained with ADECO.RS shows that the method has potential efficacy compared with the NATM method.

Keywords: Tunnel, Bolting, Tunnel face, ADECO.RS method, NATM method, Reinforcement, Numerical simulation.

ملخص:

دراسة التوازن و استقرار الأنفاق يجذب اهتمام كبير. الحركات التي من المحتمل أن تحدث على واجهة النفق و في السطح سمحت بإدراج طرق تنفيذ و تدعيم حديثة لكي نستطيع مراقبتها. هذا العمل يهدف إلى دراسة قسم من النفق ت 4 الخاص بالطريق السيار شرق-غرب .

استعمل برنامج ثلاثي الأبعاد من اجل رأيا أفضل للحركات الموجودة في واجهة النفق و نقوم ايضا بعملية حفر بمراحل. تتمثل النمذة في المقارنة بين طريقتي تنفيذ أو تدعيم (الطريق النمساوية الجديدة ا.ن.ت.م ، وطريقة تحليل التشوهات المراقبة في الصخور و التربة اديكوج.ع س)، استعملت اقترايات بسيطة من اجل تدعيم واجهة النفق. تتمثل هذه التقريبات في تغيير البنية اللا متجانسة (تربة و مسمار) إلى الحالة متجانسة و متساوية و منها(زيادة ترابط التربة ، القوة المطبقة على واجهة النفق). النتائج المتحصل عليها تبين بان الطريقة اديكوج.ع س لها فاعلية هامة و كبيرة بالنسبة للطريقة ا.ن.ت.م.

كلمات مفتاحية:

نفق، تثبيت المسامير ، واجهة النفق ، الطريقة اديكوج.ع س ، الطريقة ا.ن.ت.م ، النمذجة الرقمية.

Sommaire :

Introduction générale	01
-----------------------------	----

Chapitre I : Construction des tunnels..... 02

I.1. Introduction	02
I.2. Etape d'investigation et de caractérisation	02
I.2.1. Usage des galeries de reconnaissance	04
I.2.2. Objectifs des galeries	05
I.2.3. Section d'essai élargie	05
I.3. Réalisation	06
I.3.1. Technique de creusement	06
I.3.2. Reconnaissances spécifiques à la mécanisation de l'excavation	06
I.3.2.1. Moyens	06
I.3.2.2. Essais de résistance	07
I.3.2.3. Essais d'abrasivité	07
I.3.2.4. Détermination des discontinuités	07
I.4. Méthode de creusement	08
I.4.1. La méthode d'excavation par section (séquentielle)	08
I.4.1.A. Creusement à l'explosif.....	08
I.4.2. Creusement mécanisé.....	09
I.4.2.1. Creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM)	10
I.4.2.2. Creusement à attaque ponctuelle	11
I.5. Les mouvements de sol dû au creusement d'un tunnel	12
I.5.1. Description générale des mouvements de sol	12
I.5.2. Calcul des tassements	13
I.5.3. Relation entre le déplacement en clef de tunnel et le tassement en surface	15
I.5.4. Perte de volume	15
I.6. Soutènements et revêtements	16
I.6.1. Soutènement	17
I.6.1.1. Les différents types de soutènement	17
I.6.1.1.1. Les soutènements agissant par supportage	17
I.6.1.1.1. A. Les cintres	17
I.6.1.1.1. A.1. Les cintres métalliques lourds	18
I.6.1.1.1. A.2. Les cintres métalliques légers et coulissants	18
I.6.1.1.1. B. Tubes perforés (voûte parapluie)	18
• La voûte parapluie	18

• L'enfilage en calotte	19
• Les voûte-parapluie emboîtées	19
• Structures plus rigides (arc cellulaire)	20
I.6.1.1.1.B.1. Avantage du pré-soutènement par voûte parapluie	21
I.6.1.1.2. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant	21
I.6.1.1.2. A. Boulons à ancrage ponctuel	21
I.6.1.1.2. B. Boulons à ancrage réparti	21
I.6.1.1.2. C. Barres foncées dans le terrain	22
I.6.1.1.3. Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant	22
I.6.1.1.3. A. Béton projeté	22
I.6.1.1.4. Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques	23
I.6.1.2. Choix d'un mode de soutènement	23
I.6.2. Revêtement	24
I.6.2.1. Les différents types de revêtement	24
I.6.2.1. A. Revêtement en béton coffré non-armé	24
I.6.2.1. B. Revêtement en béton coffré armé	24
I.6.2.1. C. Revêtement en béton projeté	24
I.6.2.1. D. Revêtement en voussoirs préfabriqués	25
I.7. Étanchéité des tunnels	26
I.7.1. Les raisons de l'étanchéité	26
I.7.2. Choix du système d'étanchéité	26
I.7.3. Type de produit d'étanchéité	27
I.7.4. Choix des solutions	27
I.8. Conclusion	27

Chapitre II : Classification des massifs rocheux et dimensionnement des tunnels

II.1. Introduction	28
II.2. Méthodes empiriques ou Méthodes de classifications	28
II.2.1. Méthode de K. Terzaghi	29
II.2.2. Rock Quality Designation (R.Q.D).....	30
II.2.3. Méthode de Z. Bieniawski	31
II.2.4. Méthode de N. Barton	34
II.2.4.1. Généralités	34
II.2.4.2. Domaine d'application du Q-system	35
II.2.4.2. A. Détermination du mode de soutènement	35
II.2.4.2. B. Détermination des efforts	36
II.2.4.2. C. Détermination du module de déformabilité du massif	36
II.2.5. Classifications de l'AFTES (1993)	37

II.2.5.1. Principe	38
II.2.5.1. A. des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution	38
II.2.5.1. B. des critères relatifs à l'environnement	38
II.2.5.2. Recommandations	38
II.2.6. Méthode de l'indice de résistance géologique GSI (Geological Strength Index)	39
II.2.6.1. Le GSI modifié (Sonmez et Ulusay, 1999)	41
II.2.6.2. Corrélations entre les différentes méthodes de classification	43
II.3. Méthodes Analytiques	43
II.3.1. Les Méthodes analytiques élastique	43
II.3.2. Les Méthodes analytiques élasto-plastique	45
II.3.2.1. Théorème limite	45
II.3.2.1. A. Solution statiquement admissible de Caquot (1956)	45
II.3.2.1. B. Solution statiquement admissible d'Atkinson et Potts (1977)	46
II.3.2.1. C. Solution statiquement admissible de Mühlhaus (1985)	46
II.3.2.2. Théorème de Panet	47
II.3.2.2. A. Critère de rupture et loi de comportement plastique	47
II.3.2.3. Méthode convergence-confinement	47
II.3.2.3. A. Définition de la convergence	48
II.3.2.3. B. Principe de la méthode convergence-confinement	49
II.3.2.3. C. Détermination du taux de déconfinement à l'application du soutènement	51
II.3.2.3. D. Méthodes fondées sur la convergence du tunnel non soutenu	51
• Comportement élastique du massif	51
• Comportement élasto-plastique du massif	52
II.3.2.3. E. Méthodes fondées sur la convergence du tunnel soutenu	52
II.3.2.3. F. Le comportement mécanique des soutènements	53
II.4. Les méthodes numériques	54
II.4.1. Méthodes numériques appliquées aux tunnels	55
II.4.2. Les différents types de modélisations de tunnel	55
II.4.2.1. La modélisation 2D en déformations planes	55
II.4.2.2. La modélisation 2D en conditions axisymétriques	56
II.4.2.3. La modélisation tridimensionnelle	57
II.5. Conclusion	58

Chapitre III : Renforcement du front de taille d'un tunnel par boulonnage. 59

III.1. Introduction	59
III.2. Phénomène de décompression du massif	60
III.3. L'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols ADECO-RS .	64
III.3.1. Les phases particulières de l'approche ADECO-RS	65
III.3.1.1. Phase reconnaissance	65
III.3.1.2. Phase de diagnostic	65

III.3.1.3. Phase de thérapie	65
• Mesure d'extrusion	65
• Relevés topographiques.....	65
• Mesure de pré-convergence	66
III.3.1.4. Phase opérationnelle	66
III.3.1.5. Phase de vérification	66
III.4. Le boulonnage au front de taille	67
III.4.1. Histoire du clouage des terres	67
III.4.2. Technique de boulonnage frontal	67
III.4.2.1. Les boulons à ancrage ponctuel	67
III.4.2.2. Les boulons à ancrage réparti	67
III.4.2.3. Les boulons à friction	67
III.4.3. Caractéristiques d'un boulon en fibre de verre	69
III.4.3.1. Caractéristiques du scellement	69
III.4.3.2. Mise en place dans le massif	69
III.5. Dimensionnement du boulonnage frontal	70
III.5.1. Approche en stabilité	70
III.5.1. A. Analyse type équilibre limite	70
III.5.1. B. Calcul à la rupture	71
III.5.2. Approche en déformation	71
III.5.2. A. Calcul analytique	71
III.5.2. B. Approches homogénéisées	71
III.5.2. B.1. Amélioration des paramètres d'élasticité et de plasticité anisotropes .	72
III.5.2. B.2. Homogénéisation simplifiée	73
III.5.2. B.3. Symétrie cylindrique	73
III.5.2. B.4. Approche en symétrie sphérique	74
III.5.3. Calculs numériques	74
III.5.3.1. Approches simplifiées	75
III.5.3.1. A. Module du sol renforcé	75
III.5.3.1. B. Cohésion renforcée	75
III.5.3.1. C. Modèle d'Indraratna	76
III.5.3.1. D. Pression appliquée au front de taille	77
III.5.3.2. Homogénéisation	77
III.5.3.3. Approches prenant en compte la modélisation complète du terrain et du renforcement	78
III.5.3.3. A. Modèles en déformations planes	78
III.5.3.3. B. Modèles tridimensionnels	79
III.6. Conclusion	80
Chapitre IV : Description et auscultation du Tunnel T4.....	81
IV.1. Introduction	81
IV.2. Description générale du tunnel T4 de l'autoroute est-ouest	81

IV.3. Conditions géologiques et géotechniques	82
IV.4. Conditions hydrologiques	83
IV.5. Méthode de réalisation et de soutènement	83
IV.5.1. Les principes d'exécution du chantier sont les suivants	83
IV.6. Processus de renforcement du tunnel T4	85
IV.7. Le comportement différé (le fluage)	86
IV.8. Auscultation du tunnel T4	87
IV.8.1. Les paramètres à mesurer	88
IV.8.1.1. Paramètres géométriques	88
IV.8.1.1.A. Tassement et rotation en surface	88
IV.8.1.1.B. Déplacement en forage	88
IV.8.1.1.C. Convergence de la paroi	88
IV.8.1.1.D. Déformation du revêtement définitif	89
IV.8.1.1.E. L'extrusion	89
IV.8.2. Paramètres mécaniques	90
IV.8.2.1. Force (tirant, boulon, pied de cintre...)	90
IV.8.2.2. Contraintes dans le massif ou le soutènement	91
IV.8.3. Paramètres hydraulique	92
IV.9. Conclusion	92

Chapitre V : Aperçu sur l'outil numérique et les lois de comportements de sol

sol	93
V.1. Introduction	93
V.2. La méthode des éléments finis	94
V.3. Hypothèses de calcul et modèles numériques	94
V.4. Le code Plaxis 3D Tunnel	95
V.5. Formulation d'une loi de comportement	95
V.5.1. Lois de comportement élastique	96
V.5.1.1. Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke)	97
V.5.1.2. Lois élastiques non linéaires incrémentales	98
V.5.1.3. Loi élastique non linéaire incrémentale de type hypoélastique	98
V.5.1.4. Le modèle hyperbolique	99
V.5.1.5. Le module variable	100
V.5.5. Conclusions sur les lois sans plasticité	101
V.5.2. Lois de comportement élastoplastiques	101
V.5.2.1. Notion de surface de charge	103
V.5.2.2. Loi d'écoulement	103
V.5.2.3. Loi d'écrouissage	104
• Loi d'écrouissage isotrope	104
• Loi d'écrouissage cinématique linéaire	104
V.5.3. Technique de résolution	105
V.6. Procédure d'itération dans Plaxis	105

V.7. Lois de comportements utilisés dans Plaxis	106
V.7.1. Modèle élastique linéaire	106
V.7.2. Modèle de Mohr-Coulomb	106
V.7.3. Modèle: Hardening Soil Model (HSM)	107
V.7.3.1. Courbe effort-déformation	107
V.7.3.2. Les modules	108
V.7.4. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)	109
V.7.5. Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model, SSCM) ..	109
V.7.5.1. Rappel sur les paramètres du modèle	109
V.7.5.2. Les paramètre de SSCM	110
V.7.5.3. L'indice de gonflement modifié, l'indice de compression modifié et l'indice de fluage modifié	110
V.7.5.4. Relations avec les paramètres du Cam- Clay	110
V.7.5.5. Coefficient du Poisson	111
V.8. Conclusion	111

Chapitre VI : Modélisation numérique d'une section de tunnel T4.....	112
VI.1. introduction	112
VI.2. Présentation de la procédure de simulation	112
VI.2.1. Caractéristiques géométriques et géotechniques	112
VI.2.2. Les caractéristiques géotechniques utilisées	113
VI.2.3. Boulonnage radial	113
VI.2.4. Le maillage tridimensionnel	113
VI.3. Les différentes analyses adoptées	114
VI.3.1. La méthode NATM	114
VI.3.2. La méthode ADECO.RS	115
VI.4. Les résultats recherchés	115
VI.5. La méthode NATM	116
VI.5.1. Simulation de creusement	116
VI.5.2. Les caractéristiques du soutènement (cintres et béton projeté)	116
VI.5.3. Les caractéristiques de boulons radiaux utilisés	117
VI.5.4. Le premier cas	117
VI.5.4.1. Phasage de calcul	117
VI.5.5. Le deuxième cas	118
VI.5.5.1. Modélisation de la voûte parapluie	119
VI.5.5.2. Représentativité de la cellule de base	119
VI.5.5.3. Détermination du module équivalent	120
VI.5.5.4. Phasage de calcul	121
VI.6. La méthode ADECO.RS	121
VI.6.1. Explication de la méthode FIT	121
VI.6.2. Modélisation du renforcement de front	122
VI.6.2.1. Cas 1 : L'augmentation de la cohésion du sol	123

VI.6.2.2. Cas 2 : Pression appliquée au front de taille	123
VI.6.3. Phasage de calcul	124
VI.7. Les résultats obtenus pour chaque méthode	124
VI.7.1. Etude du mouvement du tunnel	124
VI.7.1. A. Les mouvements verticaux	124
VI.7.1. B. Les mouvements horizontaux	128
VI.7.2. Déformations principales	129
VI.7.3. L'extrusion	130
VI.7.4. Les forces dans les boulons radiaux	132
VI.7.5. Les moments et l'effort normal	133
VI.8. Conclusion	135
Conclusion générale	136
Références bibliographiques	138

LISTE DES FIGURES :

- Figure I.1 : Coupe longitudinale du tracé d'un tunnel.
- Figure I.2 : Une galerie de reconnaissance.
- Figure I.3 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.
- Figure I.4 : Perforatrice Beaumont construite en 1882 Pour la tentative du percement du tunnel sous la manche (extrait de l'ouvrage AFTES 2005).
- Figure I.5 : Tunnelier à bouclier.
- Figure I.6 : Machines à attaque ponctuelle (Extrait de la brochure de Wirth).
- Figure I.7 : Cuvette de tassement 3D.
- Figure I.8 : Allure générale de la cuvette de tassement (Clough et Schmidt, 1981).
- Figure I.9 : Estimation des paramètres S_{max} et i (Peck, 1969).
- Figure I.10 : Cintres lourds.
- Figure I.11 : Cintres légers.
- Figure I.12 : Voûte parapluie en 3D.
- Figure I.13 : Exemple de voûtes parapluies successives et emboîtées.
- Figure I.14 : Arc cellulaire (Lunardi 1993).
- Figure I.15 : Boulons à ancrage ponctuel et boulons à ancrage réparti.
- Figure I.16 : Types de soutènement et de revêtement des tunnels.
- Figure I.17 : Etanchéité d'un tunnel.
- Figure II.1: Zone décomprimée au dessus d'une cavité (K.Terzaghi 1946).
- Figure II.2: Classification de Z. BIENIAWSKI.
- Figure II.3: Relation entre ($Q - De$) et les catégories de soutènement (Barton et al 1974).
- Figure II.4: Les contraintes et les déplacements.
- Figure II.5 : Portée non soutenue d'un tunnel.
- Figure II.6: Extrusion et instabilité au front de taille d'un tunnel (d'après Lunardi 2008).
- Figure II.7: La pression fictive voisinage du front taille.
- Figure II.8: Représentation graphique de la méthode convergence-confinement.
- Figure II.9: Principe de « similitude » (Bernaud Corbetta et Nguyen Minh).
- Figure II.10: Repère du problème 2D-plan.
- Figure II.11 : Modèle longitudinal et transversal du tunnel.
- Figure II.12: Repère du problème axisymétrique.
- Figure II.13 : Substitution du problème 3D en un problème 2D axisymétrique.
- Figure II.14: Exemple de mallaige 3D.
- Figure III.1 : Action de l'avancement du front de taille sur le milieu.
- Figure III.2 : Avancement du front de taille et les zone caractéristiques (Lunardi 2008).
- Figure III.3 : Le champ de contrainte autour du noyau d'avancement.
- Figure III.4 : Comportement du noyau d'avancement en fonction de l'état de contrainte (Lunardi 2008).
- Figure III.5 : Action de confinement et de pré-confinement sur une cavité.
- Figure III.6 : Quelques méthodes de renforcement du noyau (Lunardi 2008).
- Figure III.7 : Les différentes mesures d'extrusion (Lunardi 2008).
- Figure III.8 : Mesure de pré-convergence selon les mesures de l'extrusion.
- Figure III.9 : Boulons en fibre de verre (Lunardi 2008).

Figure III.10 : Pose de boulons en fibre de verre au front de taille.

Figure III.11 : Deux types de cycles de boulonnage du front.

Figure III.12 : Dimensionnement courant du boulonnage frontal.

Figure III.13. Boulonnage radial et frontal des tunnels.

Figure III.14 : Cellule de base du milieu homogénéisé.

Figure III.14. La présence des boulons dans le plan de Mohr-Coulomb.

Figure IV.1 : Tracé en plan du Tunnel T4.

Figure IV.2 : Coupe géologique du Tunnel T4.

Figure IV.3 : Profil en travers de la méthode en section divisée.

Figure IV.4 : Processus de renforcement du tunnel (Tube gauche).

Figure IV.5 : Les types de renforcement du tunnel T4.

Figure IV.6 : Vue en plan et coupe longitudinale de PK : 231 + 253.

Figure IV.7 : Schéma représentatif des têtes extensométriques.

Figure IV.8 : Convergence et tassement de point 231+253.

Figure IV.9 : forces dans les boulons.

Figure IV.10 : Type de cellule hydraulique et double extensomètre.

Figure IV.11: Mesure des contraintes sur cintres.

Figure V.1 : Exemple d'un maillage en 2D et 3D.

Figure V.2 : Représentation de la loi hyperbolique (triaxial).

Figure V.3 : Méthode de calcul des paramètres K_{ch} et n (d'après Janbu).

Figure V.4 : La relation contraintes-déformations en cas de chargement-déchargement dans un triaxial Duncan et al. (1980).

Figure V.5 : Loi de plastification associée et non associée.

Figure V.6 : type d'écrouissage par essai cyclique limité en déformation. D'après Dubujet (1992).

Figure V.7 : Schéma de résolution de Newton Raphson.

Figure V.8 : Relation contrainte/déformation et surface de charge d'après Schanz et al., (1999).

Figure V.9 : La consolidation et le comportement du fluage dans un essai oedométrique standard.

Figure VI.1 : Dimensions de tunnel.

Figure VI.2 : Vue en coupe longitudinale de la zone à faible couverture.

Figure VI.3 : Le maillage adopté pour le calcul 3D.

Figure VI.4 : Les conditions aux limites suivant le plan (X, Y).

Figure VI.5 : La différence entre la méthode NATM et ADECO.RS.

Figure VI.6 : Schéma représente l'avancement de creusement.

Figure VI.7 : Phases de calcul pour le premier cas de la méthode NATM.

Figure VI.8 : Schéma représente la méthode de la voûte parapluie.

Figure VI.9 : Principe de la méthode d'homogénéisation.

Figure VI.10 : Cellule de base représentative du sol renforcé.

Figure VI.11 : Modélisation de la voûte parapluie.

Figure VI.12 : La mise en place des tubes (GFRP).

Figure VI.13 : Assemblage des tubes (GFRP).

Figure VI.14 : Modélisation de l'ADECO.RS (**A** : l'augmentation de c . **B** : pression appliquée).

- Figure VI.15 : Les mouvements verticaux du tunnel.
- Figure VI.16 : Déplacement vertical de premier cas de la méthode NATM.
- Figure VI.17 : Les déplacements verticaux en clé de tunnel.
- Figure VI.18 : Déplacement vertical en surface.
- Figure VI.19 : Le déplacement horizontal le long d'une section verticale.
- Figure VI.20 : Déplacement horizontal en 3D.
- Figure VI.21 : Les déformations principales ε_x et ε_y .
- Figure VI.22 : La déformation principale. $\varepsilon_x = -2\%$.
- Figure VI.23 : Déplacement total.
- Figure VI.24 : L'extrusion du front de taille.
- Figure VI.25 : L'extrusion en fonction de nombre de boulons.
- Figure VI.26 : Force axial dans les boulons.
- Figure VI.27 : L'effort normal \mathbf{N}_{11} d'une section en fonction de la distance du front.
- Figure VI.28 : Le moment fléchissant \mathbf{M}_{11} d'une section en fonction de la distance du front.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Essais de laboratoire appliqués aux sols et rochers.

Tableau I.2 : Estimation de i à partir des relations empiriques.

Tableau I.3 : Relations empiriques permettant l'estimation de V_s/V_t .

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

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

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

Tableau II.4: Note d'ajustement pour orientation des joints.

Tableau II.5: Classe de rocher (RMR).

Tableau II.6: Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après
Z.BIENIAWSKI.

Tableau II.7: Classification de la qualité de la roche.

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

Tableau II.9: Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse,
d'après Hoek et Brown (1995).

Tableau III.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons en fibre de verre.

Tableau VI.1 : Paramètres mécaniques utilisés lors de la modélisation.

Tableau VI.2 : Caractéristiques mécaniques de béton projeté et cintres.

Tableau VI.3 : Caractéristiques mécaniques de boulons.

Tableau VI.4 : Détermination du module équivalent pour la voûte parapluie.

Tableau VI.5 : La cohésion renforcée pour les différents cas.

Tableau VI.6 : La pression renforcée pour les différents cas.

Tableau VI.7 : Les déplacements en clé et en surface correspondant à l'axe vertical du tunnel.

NOTATIONS ET ABRÉVIATIONS

A	L'aire de la section du cintre.
B	Largeur de la galerie.
C	La cohésion initiale du terrain.
C_g	L'indice de gonflement.
D	Diamètre du tunnel.
d	La distance non soutenue.
d_1	Diamètre du boulon.
De	La dimension équivalente de l'excavation.
E	Module élastique moyen du massif.
E_i	Module de déformabilité de la roche intacte.
E_i	Module tangent initial.
E_a	Le module d'Young de l'acier.
E_L	Le module d'Young dans la direction longitudinale.
E_T	Le module d'Young dans la direction transversale.
E_b	Le module d'Young du matériau constituant la tige du boulon.
E_r	Le module d'Young du renforcement.
E_{50}^{ref}	Module sécant dans un essai triaxial qui caractérise le cisaillement.
E_{oed}^{ref}	Module tangent dans un essai œdométrique qui contrôle le comportement volumique.
E_{ur}^{ref}	Le module de déchargement-rechargement.
EI	Rigidité flexionnelle et normale.
EA	Rigidité normale.
F	Fonction de charge.
G	Le module de cisaillement.
K_0	Le coefficient de pression des terres au repos.
K	Facteur dépendant de l'état des contraintes dans le massif, de sa nature et de sa configuration.
K_n	La raideur normale des joints.
K_{SN}	Module de rigidité normale du soutènement.
K_{SF}	Module de rigidité flexionnelle du soutènement.
K	Le module de compressibilité volumique.
k	Paramètre d'écroutissage.
H	Hauteur de la couverture du sol.
H_p	Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale.
H_t	Hauteur de la galerie.
i	Abscisse au point d'inflexion de la cuvette.
I	Le moment d'inertie du profilé.
I_s	L'indice de résistance.
I_c	L'indice de discontinuité.
L	La longueur des boulons.
n	Le nombre de boulons.
N	La force axiale de boulons.
m	Qui contrôle la dépendance contrainte/rigidité selon une fonction de puissance.
Q	Indice de qualité (Tunnelling Quality Index).
P_{renf}	Pression de renforcement appliquée au front de taille.
R	Rayon de l'excavation.

R_f	Rayon d'influence du front.
Sh	Tassement horizontal à l'abscisse x .
S_{max}	Tassement maximale en surface.
$S_{clé}$	Tassement en clé de tunnel.
S_x	Tassement vertical à l'abscisse x .
S	La surface représentative d'une section de tunnel boulonné.
Sl	Surface latérale totale d'ancrage.
S_g	Pression de gonflement.
SL et ST	Qui représentent respectivement la distance longitudinale et transversale entre les boulons.
T_b	La traction admissible du boulon.
U_i	Champ de déplacements.
V_t	Perte de volume.
V_s	Le volume de la cuvette.
ν_L	Le coefficient de Poisson dans la direction longitudinale.
ν_T	Le coefficient de Poisson dans la direction transversale.
x	Abscisse par rapport à l'axe du tunnel.
γ	Le poids volumique.
φ_0	L'angle de frottement interne du sol.
ψ	Angle de dilatance.
τ	La résistance au cisaillement.
σ_c	La résistance en compression uniaxiale.
λ	Taux de déconfinement.
σ_1	Contrainte principale majeure.
σ_2	Contrainte principale mineure.
u, v, w	Translations en x, y et z
σ_r	Pression fictive est appliquée aux parois de l'excavation.
σ_0	La contrainte initiale.
λ_d	Taux de déconfinement.
u_d	Le déplacement radial du soutènement.
\varnothing	Le diamètre des boulons.
ν	Le coefficient de Poisson de sol.
Δc	L'amélioration fictive de la cohésion.
β	La densité de boulonnage.
λ	Coefficient de frottement entre le sol et la roche.
σ_{adm}	Contrainte maximale admissible en traction dans un boulon.
τ_{adm}	Contrainte maximale de cisaillement admissible à l'interface boulon/terrain.
σ_{ij}	Tenseur des contraintes.
ε_{ij}	Tenseur des déformations.
λ et μ	Les coefficients de Lamé.
e_{ij} et s_{ij}	Désignent respectivement les tenseurs de déformations et de contraintes déviatoriques.
σ_t	Contrainte limite de traction.
ψ	Angle de dilatance.
k^*	Indice du gonflement modifié.
λ^*	Indice de compression modifié.
μ^*	Indice du fluage modifié.
ν_{ur}	Coefficient du Poisson pour décharge- recharge.

Liste des abréviations

TBM	Tunnel Boring Machine.
AGF	All-ground-fasten.
R.Q.D	Rock Quality Designation.
RMR	Rock Mass Rating.
SRF	Stress Reduction Factor : précise l'état des contraintes dans le massif.
ESR	Excavation Support Ratio.
AFTES	L'Association Française des Travaux en Souterrain.
GSI	Geological Strength Index : l'indice de résistance géologique.
SCR	Surface Condition Rating.
ADECO-RS	Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils (Analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols.
NATM	New Austrian Tunnelling Method.
FGT	Fibres glass tubes.
GFRP	Tube d'injection en polymère renforcé de fibre en verre.
OCR	Over-Consolidation Ratio.

Introduction générale :

La réalisation d'ouvrages souterrains a connu un essor important dans les dernières décennies. La densification des agglomérations urbaines 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 surtout à faible profondeur. Ce problème est d'autant plus important en présence des formations géologiques très médiocres telles que les schistes et l'argilite fortement altérée, le tassement dans ce cas se développe au cours de temps, parfois pendant de longues périodes après la fin des travaux.

L'ingénieur est donc confronté à deux problèmes ; préserver la stabilité de l'ouvrage et contrôler les déformations du massif. Ainsi, diverses techniques peuvent être associées telles que l'utilisation de la voûte parapluie (la méthode NATM) ou le renforcement du front de taille par boulonnage (la méthode ADECO.RS), afin de maintenir le front de s'écrouler et minimiser les tassements en surface. Le renforcement du front consiste à mettre en place en avant du front des boulons en fibre de verre scellés au terrain par du coulis de ciment ou des résines.

Ce travail de thèse a pour but d'étudier numériquement la stabilité d'une section de tunnel T4 de l'autoroute est-ouest en utilisant un code tridimensionnel.

Le présent mémoire est composé de six 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 classifications des massifs rocheux et les différentes méthodes de dimensionnement des tunnels (empiriques, analytiques et numériques).
- Le troisième chapitre est consacré aux problèmes de stabilités et de renforcement du front de taille et les différentes approches utilisées (en stabilité, en déformation et numérique).
- Le quatrième chapitre présente une description générale du tunnel T4, ces différentes techniques de réalisations et de renforcement et les paramètres d'auscultation requis pour suivre la stabilité du tunnel à court et à long terme.
- Le cinquième chapitre est consacré à la description des lois de comportement de sol, et une brève présentation de l'outil numérique Plaxis 3D Tunnel que nous avons utilisé pour la simulation tridimensionnelle.
- Le sixième chapitre présente la modélisation numérique d'une section de tunnel T4 en utilisant deux méthodes de renforcement (comparaison entre les deux).

Chapitre N° I Construction des tunnels

I.1. Introduction :

Pour tout projet de tunnel, les responsables du projet suivent des étapes incontournables. Evidemment, les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation,... Mais, comme le précise Lunardi (2008), 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.

I.2. 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, tectoniciciens, 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 I.1).

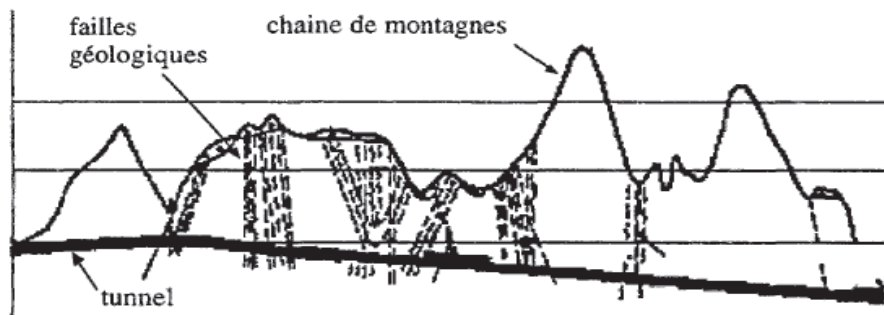


Figure I.1 : Coupe longitudinale du tracé d'un tunnel

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.

Pour les essais de laboratoire on donne pour chaque essai, dans le tableau ci-dessous, le milieu pour lequel il s'applique (sol et/ou roche) ainsi que le but de l'essai :

Essais de laboratoire	S = sols; R = roches	But de l'essai
Analyse minéralogique	S, R	Déterminer la composition minéralogique de la roche
Essai au bleu de méthylène	S	Déterminer la nature minéralogique des particules argileuses et leur influence sur le comportement global du sol.
Essai brésilien	R	Déterminer la résistance à la traction σ_t

Essai d'abrasivité (Cerchar et LCPC)	S, R	Déterminer l'abrasivité pour prévoir l'usure et la consommation d'outils d'excavation.
Essai de cisaillement à la boîte	S, R	Déterminer la résistance au cisaillement τ .
Essai de compression simple	S, R	Déterminer la résistance à la compression simple σ_c .
Essais de gonflement	S	Déterminer la pression de gonflement S_g et l'indice de gonflement C_g .
Essai Franklin	R	Déterminer la résistance à la compression simple σ_c .
Essai œdométrique	S	Déterminer le coefficient de pression des terres au repos K_0 .
Essai triaxial	S, R	Déterminer la résistance au cisaillement τ .
Limites d'Atterberg	S	Déterminer l'aptitude de l'argile à être plus ou moins plastique.
Mesure de densité	S, R	Déterminer le poids volumique γ .

Tableau I.1 : Essais de laboratoire appliqués aux sols et rochers.

Pour les essais de laboratoire, Les difficultés résultant d'une estimation des paramètres, nécessairement biaisée par l'effet d'échelle (entre massif et échantillon), conduisent à une certaine précaution au moment d'introduire ces paramètres dans un modèle analytique ou numérique de dimensionnement. En effet, l'ingénieur fait varier les différents paramètres dimensionnant sur des intervalles recouvrant les marges d'erreurs possibles de mesure, puis en déduit un état d'équilibre moyen du tunnel.

Dans certains cas d'études élaborées ou de chantiers délicats, des simulations réelles peuvent être conduites au laboratoire, nécessitant l'emploi de matériel sophistiqué telle la centrifugeuse, notamment pour l'étude de la stabilité du front de taille ou des mécanismes d'instabilité en paroi de tunnel Indraratna (1993). Ces techniques de simulation restent néanmoins très coûteuses.

I.2.1. 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.

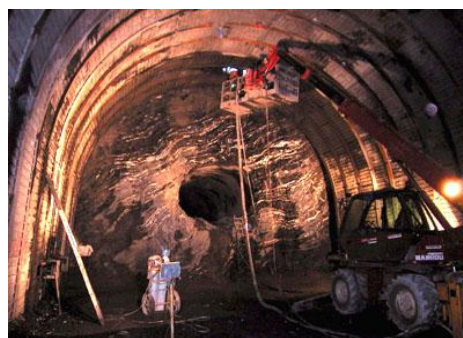


Figure I.2 : Une galerie de reconnaissance.

1.2.2. Objectifs des galeries :

Les objectifs assignés à une galerie doivent donc être bien précisés de façon à définir de manière optimale son implantation, ses dimensions et son mode d'exécution. Les objectifs peuvent être classés comme suit :

1). Contribution directe à la construction :

- Drainage des eaux d'infiltration.
- Traitement préalable des terrains depuis la galerie pilote.
- Franchissement d'accidents géologiques reconnus ou supposés.
- Alésage successif pour des tunnels de grande section dans des terrains rocheux durs et massifs.

2). Facilitation de l'exécution :

- réduction des sujétions des venues d'eau en pleine section.
- Ventilation des chantiers de terrassement mécanisés ou à l'explosif.
- réduction des vibrations des tirs à l'explosif des abattages ultérieurs par création d'une surface libre de dégagement. Des projets de tunnels peuvent être réalisés ainsi à proximité immédiate de structures sensibles.

3). Information sur les terrains traversés :

- Reconnaissance géologique et géotechnique des terrains à l'avancement ou préalablement à l'avancement permettant d'optimiser les méthodes de construction.
- Analyse du comportement du terrain en section réduite.

4). Amélioration des conditions de passation de marché des travaux :

- La galerie-pilote est alors réalisée préalablement en tant que galerie de reconnaissance. La réduction des aléas sources de réclamation de la part de l'entreprise, ainsi que l'accroissement des cadences d'avancement et la réduction des délais d'exécution sont à prendre en compte pour juger de l'intérêt d'une galerie pilote.

1.2.3. Section d'essai élargie :

Une section d'essai élargie est parfois jugée nécessaire dans la galerie de reconnaissance. Ses dimensions seront celles, ou s'approcheront de celles du tunnel définitif.

On pourra y expérimenter les méthodes de soutènement et d'injection, et éventuellement les procédés d'excavation (plan de tir, rendement d'une machine à forer à attaque ponctuelle,...).

Pour donner toute son efficacité à cette section d'essai, diverses mesures pourront être effectuées telles que mesures des pressions de terrain, mesures de convergence, mesures de déformation à l'intérieur du massif (extensomètres en forage), essais d'arrachement de boulons.

I.3. REALISATION :

I.3.1. Technique de creusement :

Après la phase d'investigation et de caractérisation des paramètres in situ vient celle du choix d'une méthode d'excavation. Comme Duddeck et Erdmann (1985), tous les rédacteurs de recommandations insistent sur l'importance de ce choix qui, du reste, revient au cas par cas à l'appréciation et surtout à l'expérience des responsables du projet. La méthode d'excavation retenue doit principalement garantir l'équilibre et la pérennité de l'ouvrage pendant et après son exécution, de même qu'elle doit satisfaire de rigoureux critères d'économie de temps et de moyens financiers. Il existe plusieurs méthodes d'excavation comme, par exemple, avec explosif, avec une machine à attaque ponctuelle ou encore avec un tunnelier (TBM).

Donc le choix de la méthode de creusement est sans doute le point crucial du projet d'un point de vue financier et planning.

I.3.2. Reconnaissances spécifiques à la mécanisation de l'excavation :

Dans le cadre des études préalables à un chantier mécanisé, les principales caractéristiques définissant l'aptitude d'une roche à être pénétrée et détruite par un outil sont :

1. La résistance intrinsèque, c'est-à-dire, les caractéristiques mécaniques qui déterminent l'énergie que la machine devra transmettre à l'outil pour remplir son rôle.
2. L'abrasivité qui conditionne l'efficacité et le taux de remplacement des outils.
3. Les discontinuités qui jouent un rôle important dans les pressions de rupture sous l'action conjuguée des outils.

Quelques critères complémentaires, déjà examinés par ailleurs, sont également nécessaires pour l'étude des caractéristiques des tunneliers, tels que:

- L'hydrogéologie et les venues d'eau prévisibles à proximité du front de taille.
- La hauteur de couverture et les contraintes naturelles.

C'est ainsi par exemple que dans le cas de terrains très déformables sous forte couverture, les risques de coincement de la jupe doivent être étudiés et la réalisation d'une surcoupe par un outil périphérique ne suffit pas toujours à éliminer ce risque.

I.3.2.1. Moyens :

La comparaison avec des ouvrages analogues (dimensions et caractéristiques des terrains) doit être étudiée avec attention pour en tirer les enseignements nécessaires au choix de la machine à forer.

Les essais de laboratoire les plus couramment utilisés sont rapportés ci-après. Il faut noter que les résultats de ces essais n'auront de valeur représentative que s'ils concernent un nombre suffisant d'échantillons et il est important que tous les résultats d'essais figurent dans le dossier géotechnique, et non de simples moyennes.

I.3.2.2. Essais de résistance:

Résistance à la compression simple: cet essai est couramment utilisé malgré tous ses défauts (grande dispersion des résultats, influence du mode opératoire,...).

Résistance à la traction - essai brésilien: cet essai d'une grande simplicité et de faible dispersion renseigne sur la résistance de la matrice, sans être trop influencé par les discontinuités.

Essai Franklin ou « Point Load test » : cet essai simple et économique peut être réalisé en grand nombre et directement sur le chantier des reconnaissances. Les résultats sont obtenus sous la forme d'un indice de résistance **Is**. Il existe une corrélation directe entre **Is** et la résistance en compression uniaxiale σ_c .

Résistance à la fragmentation par chocs: l'essai Los Angeles permet de tester la fragilité et la broyabilité de la roche; l'essai de « fragmentation dynamique » du LCPC peut le remplacer.

Autres essais: l'AFTES (Association Française des Tunnel et de l'Espace Souterrain) propose l'utilisation du test de dureté du CERCHAR, de l'essai de déformabilité de Toulouse et de l'essai de ténacité de Toulouse.

I.3.2.3. Essais d'abrasivité :

L'abrasivité d'une roche dépend de la nature des minéraux qui la constituent (en particulier de la teneur en quartz), aussi l'analyse minéralogique donne-t-elle des renseignements importants.

L'abrasivité peut être quantifiée par des essais spécifiques:

- Essai d'abrasivité du LCPC à utiliser de préférence pour le choix des molettes.
- Le test d'abrasivité CERCHAR à utiliser de préférence pour le choix des pics.

I.3.2.4. Détermination des discontinuités :

L'indice de discontinuité **Ic** est souvent utilisé pour déterminer la micro-fissuration d'une roche.

$$I_c = 100 \cdot V_1 / V^*1$$

V1 : vitesse de propagation des ondes longitudinales mesurées sur carotte.

V*I : vitesse de propagation théorique de la roche compacte.

Plus **Ic** est faible et plus la roche est affectée par des discontinuités qui favorisent le travail des outils.

I.4. Méthode de creusement :

I.4.1. La méthode d'excavation par section (séquentielle) :

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'auto-supporter 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. Leurs études ont débouché sur la conception de la Nouvelle Méthode Autrichienne pour l'excavation des tunnels (NATM : New Austrian Tunnelling Method). Une définition officielle de la NATM a été publiée en 1980 par le Comité National Autrichien pour la Construction des Cavités, membre de l'AITES (Association Internationale de Travaux En Souterrain) : "La nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément de support par activation d'un anneau de terrain portant. "

L'excavation pour NATM peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré :

* Le creusement à pleine section : est bien adapté aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté.

* Le creusement en demi-section : est par contre nécessaire quand un soutènement plus important est requis, par cintres et/ou blindage.

* Le creusement en section divisée : est choisi quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi- section.

I.4.1.A. Creusement à l'explosif :

L'abattage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la méthode conventionnelle d'excavation. Il est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) 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 la figure I.3):

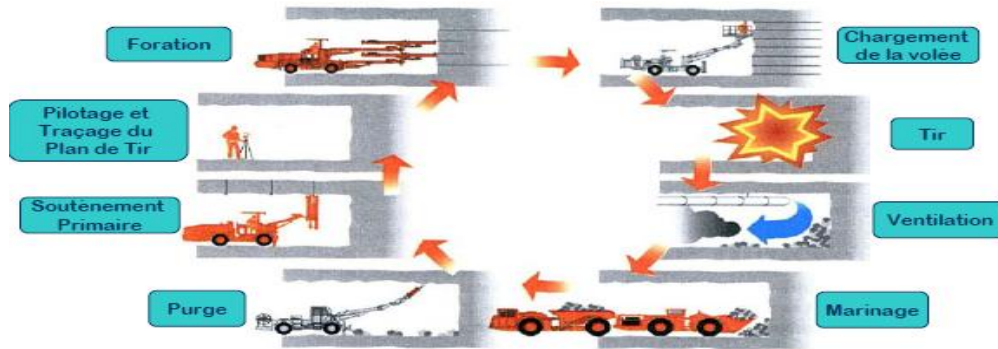


Figure I.3 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif

Les vibrations produites par l'usage d'explosifs lors de la construction d'un tunnel sont susceptibles d'endommager celui-ci ou, plus souvent, la structure rocheuse dans le voisinage de celui-ci. En effet, une partie de l'énergie explosive utilisée pour fragmenter et abattre la matrice rocheuse se propage et se dissipe dans l'environnement du tunnel sous forme d'ondes vibratoires qui s'amortissent avec la distance.

C'est pourquoi, afin d'évaluer ce phénomène et son incidence sur la réalisation des travaux, il a procédé à une étude préalable des vibrations et, si besoin est, des procédures de contrôles sont préconisées.

Les risques étant directement liés à la proximité, l'expérience montre qu'il convient de faire un inventaire dans une bande minimale de 200 mètres autour de l'axe du projet. Au-delà de cette distance, les amplitudes des vibrations sont généralement très faibles mais dans un contexte géologique particulier (horizon de marnes faisant office de réflecteur par exemple) des oscillations peuvent être ressenties beaucoup plus loin (1 à 2 kilomètres).

I.4.2. Creusement mécanisé:

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 mécanisé 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 en 1882 et 1883.

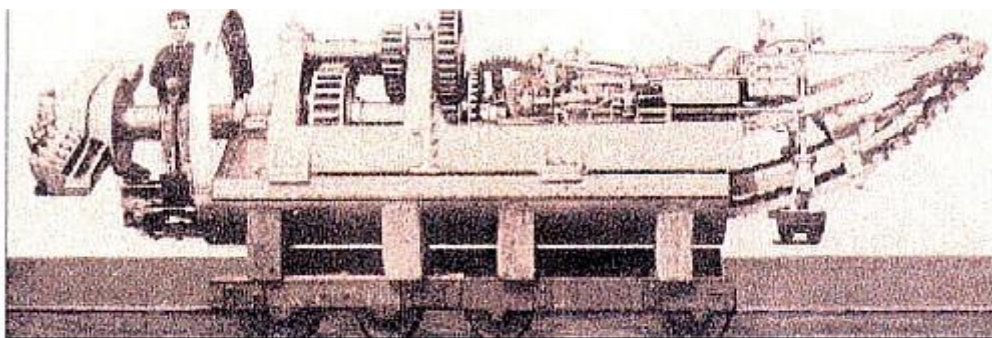


Figure I.4 : Perforatrice Beaumont construite en 1882, Pour la tentative du percement du tunnel sous la manche (extrait de l'ouvrage AFTES 2000).

I.4.2.1. Creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM) :

Ces machines se sont considérablement développées ces dernières années et ont gagné en vitesse d'avancement, en fiabilité, en capacité d'adaptation aux terrains et en augmentation de diamètre d'excavation.

L'abattage est effectué à l'aide d'une roue de coupe munie de molettes (roches) ou de pics (sols). Dans le cas des sols, le creusement est réalisé à l'aide d'un (bouclier), assurant la protection des parois de l'excavation entre le front de taille et la partie revêtue de l'ouvrage. La stabilité du front de taille est alors assurée par diverses techniques.



Figure I.5 : Tunnelier à bouclier.

Donc le système du tunnelier est complété par l'application d'une pression au front de taille et par l'injection d'un coulis de bourrage à l'arrière de la jupe destiné à remplir l'espace

annuaire laissé entre le terrain excavé et le revêtement. Il existe différents modes de soutènement du front de taille, dans les massifs de faible résistance, l'avancement du tunnelier est assuré par des vérins longitudinaux qui s'appuient sur le soutènement déjà installé en général constitué de voussoirs en béton préfabriqués.

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

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

I.4.2.2. 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 tangential à la surface cylindrique du « tambour ».

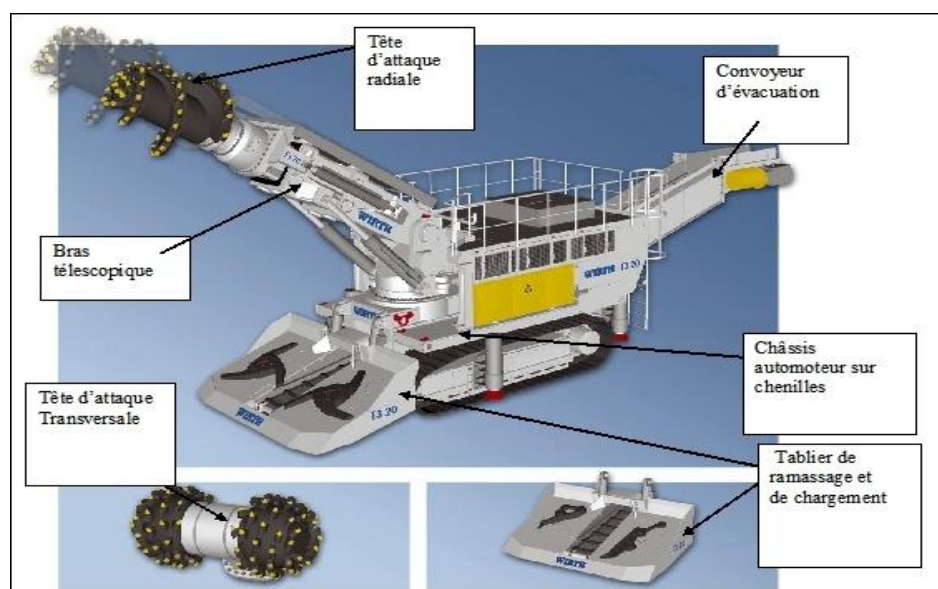


Figure I.6 : Machines à attaque ponctuelle
(Extrait de la brochure de Wirth)

I.5. Les mouvements de sol dû au creusement d'un tunnel :

Lors de l'excavation des tunnels, des perturbations vont déséquilibrer le comportement interne du massif, créant des déformations et des déplacements du sol. Il en résulte des tassements plus ou moins significatifs qui peuvent affecter la stabilité des constructions voisines (bâtiments et ouvrages d'art). En site urbain ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques inacceptables.

L'importance de ces tassements est en relation étroite avec les conditions géologiques et hydrologiques, la profondeur de l'ouvrage souterrain et la méthode de réalisation retenue.

I.5.1. Description générale des mouvements de sol :

L'origine des tassements est complexe et, comme le précise Leblais (1991) dans une recommandation du groupe de travail N° 16 de l'AFTES, la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple à déterminer.

Les mouvements de surface apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme :

- Perte de sol au front de taille.
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, ou la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille.
- Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier (en cas de trajectoire courbe par exemple).
- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

A cet ensemble de mouvements de sol correspond un volume de terrain perdu que l'on nomme V_0 . En surface, on constate l'apparition d'une dépression appelée cuvette de tassement qui progresse avec l'avancement du tunnel (figure I.7) et qui peut être reliée au volume de sol perdu V_0 . Dans la littérature, le volume de terrain perdu au niveau du tunnel V_0 est fréquemment désigné par V_s .

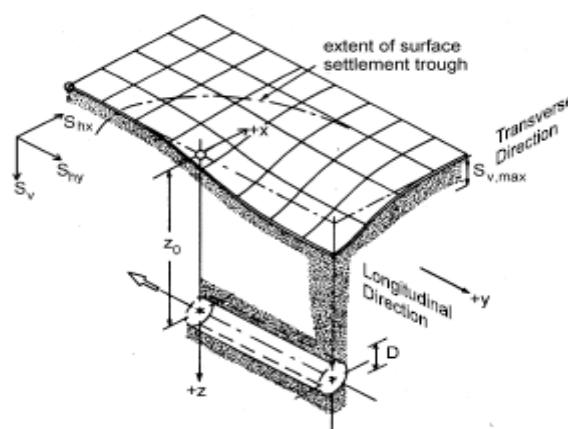


Figure I.7 : Cuvette de tassement 3D.

I.5.2. Calcul des tassements :

Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels réalisés à faible profondeur, en site urbain. Les méthodes de calcul reposent sur la constatation, que le profil transversal de tassement engendré en surface par le creusement d'un tunnel est assez bien représenté (figure I.8) par une courbe de Gauss inversée (Peck, 1969). Il peut donc être entièrement caractérisé par la valeur S_{\max} du tassement maximal observé au dessus de l'axe de l'ouvrage et la distance i du point d'inflexion de la courbe de Gauss au plan médian. Le tassement en un point M , situé à une distance x du plan médian peut alors être calculé à partir de l'expression :

$$s(x) = S_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)$$

Cette expression doit être éventuellement corrigée pour tenir compte de l'inclinaison de la surface du terrain (Leblais et al. 1989) ou d'autres facteurs pouvant contribuer à un profil de tassement dissymétrique, en section transversale.

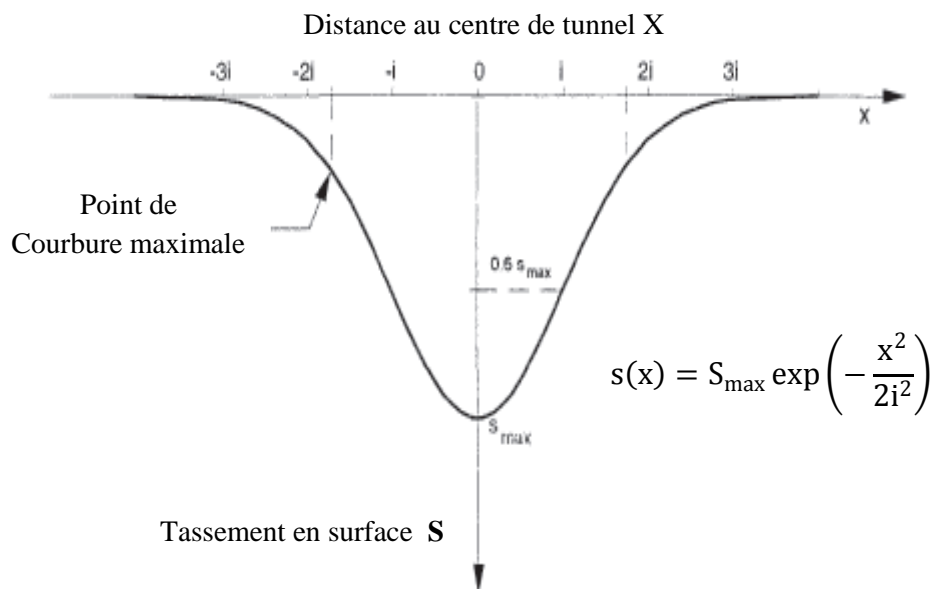


Figure I.8 : Allure générale de la cuvette de tassement (Clough et Schmidt, 1981).

L'estimation des paramètres S_{\max} et i est basée sur des observations faites sur un grand nombre d'ouvrages réels. Peck (1969) a publié les premières corrélations donnant la valeur du coefficient adimensionnel $2i/D$ en fonction de la profondeur relative H/D (Figure I.9).

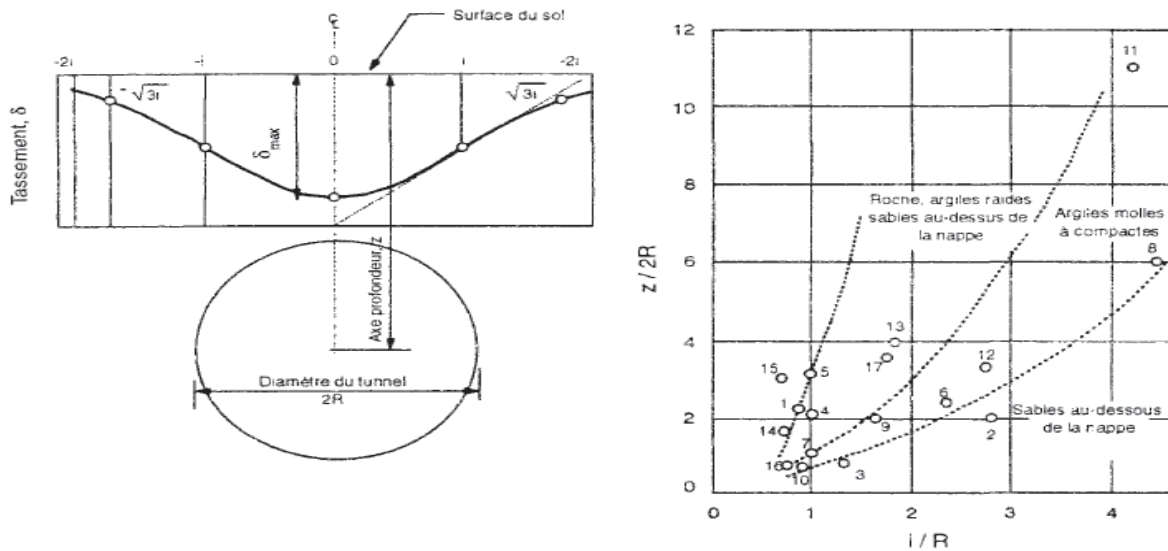


Figure I.9 : Estimation des paramètres S_{max} et i (Peck, 1969).

Pour estimer le i empiriquement, le (tableau I.2) présente quelques formules qu'on trouve dans la littérature :

Auteurs	Expression proposée	Type de sol
Mair & Tailor (1993)	$i = 0,175 \cdot H + 0,325H \cdot (1-h/H)$	Sols argileux
Dyer & al (1996)	$i = 0,29 \cdot H$	Sable lâche à moyennement dense
Al Abram (1998)	$i = 0,15 \cdot H + 0,5 \cdot H$	Sol analogique
Sagiyama (1999)	$i = 0,75 \cdot h^{0,8} \cdot D$ ou $i = 0,5 \cdot H$ $i = 0,5 \cdot h^{0,7} \cdot D^{0,3}$	Argile Sable et gravier

D : diamètre du tunnel - H : hauteur de la couverture du sol.

Tableau I.2 : Estimation de i à partir des relations empiriques.

Pour le S_{max} , il y a plusieurs formules empiriques existantes parmi celles qui sont proposées, la formule d'AFTES (1995) sous la forme :

$$S_{max} = k * \lambda * \frac{\gamma R^2}{E}$$

K : facteur dépendant de l'état des contraintes dans le massif, de sa nature et de sa configuration.

λ : taux de déconfinement.

R : rayon de l'excavation.

γ : poids volumique du terrain.

E : module élastique moyen du massif.

Elle n'est pas rigoureusement applicable à un ouvrage à faible profondeur (uniformité des contraintes autour de l'excavation, admise si $H \geq 3D$).

Ces formules ne sont valables qu'à court terme et surtout ne tiennent pas compte de la technique de creusement. Dans la pratique il faut utiliser des méthodes empiriques plus ou moins guidées par les approches analytiques ou numériques.

1.5.3. Relation entre le déplacement en clef de tunnel et le tassement en surface :

Le tassement maximum S_{max} à la surface du sol est plus petit que celui au point supérieur du tunnel appelé $S_{clé}$. On constate donc un amortissement du déplacement entre la clé du tunnel et la surface du sol qui s'exprime par le rapport d'amortissement $S_{max}/S_{clé}$. Le C.E.T.U propose une formule linéaire de :

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = k \left(\frac{R}{H} \right)$$

Où :

R, H rayon initial et profondeur du tunnel.

K est la constante d'amortissement :

$$0,1 < R/H < 0,25 \quad k = 3$$

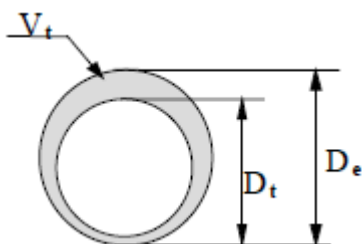
$$0,33 < R/H < 0,5 \quad k = 2$$

La formule hyperbolique traduit très correctement les résultats expérimentaux réalisés sur les rouleaux de Schneebeli avec : $a = 0,2$ et $b = 0,8$ [C.E.T.U].

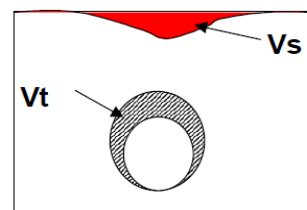
$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \frac{\frac{R}{H}}{a + b \frac{R}{H}}$$

1.5.4. Perte de volume :

Après excavation, les parois de la cavité se déforment et le sol a tendance de se déplacer vers le tunnel. (Perte de volume) ou V_t représente la différence entre le volume initial et le volume de sol après déformation (figure a). La perte de volume dépend de plusieurs paramètres ; type de sol, présence d'eau, méthode de construction, rythme d'avancement du tunnel etc....



a: Schéma de perte de volume de sol autour du tunnel.



b: Mouvement du sol.

Les tassements dans le plan transversal définissent le volume, noté V_s ou (volume de tassement. Figure b). Ce volume comprend l'aire entre la surface du massif dans l'état initial et la surface déformée. D'après la formule de Peck (1969) le volume de la cuvette peut être déterminé par :

$$V_s = 2,5 * S_{max} * i$$

Pour estimer la perte de volume nous avons utilisé la formule suivante :

$$V_t = \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D_t^2)$$

Le volume V_s peut être relié au volume de sol perdu au niveau du tunnel V_t par les propositions suivantes :

Auteurs	Expression proposées
Attkinson & Potts (1977)	$\frac{V_s}{V_t} = 2 \sqrt{\frac{2}{\pi}} \left(\frac{i}{D}\right) \left(\frac{S_{max}}{S_{clé}}\right)$
Laboratoire de l'EPFL (cité par Bernat [1996])	$\frac{V_s}{V_t} = 0,009 \left(\frac{i}{D}\right) \left(\frac{H}{D} - 0,6\right)$

Tableau I.3 : Relations empiriques permettant l'estimation de V_s/V_t .

Le rapport V_s/V_t permet de savoir quel type du sol nous étudions ;

- Si $V_s/V_t < 1$ alors le sol est dilatant.
- Si $V_s/V_t > 1$ alors le sol est contractant (Ortigao 1996).

Pour rapprocher à la cuvette du tassement réelle décrite par une courbe de Gauss, il est bien d'utiliser des méthodes numériques (bidimensionnelle voire tridimensionnelle) qui permettent de présenter le massif de sol, le tunnel et les différentes phases de creusement et de soutènement mises en œuvre lors de sa construction. Cependant, ces méthodes n'en constituent pas moins une simplification du processus réel et demandent donc à être confrontées aux résultats des observations in situ.

1.6. Soutènements et revêtements :

Le creusement d'un tunnel perturbe le système de contraintes naturelles autour la cavité crée et généralement le terrain encaissant agit 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.

Dans la pratique, on distingue entre soutènement et revêtement :

- Le premier joue un rôle provisoire et est mis en œuvre pendant les travaux d'excavation.

- Le second a pour but d'assurer l'équilibre à long terme. En général, il est mis en œuvre plusieurs mois après la pose du soutènement.

I.6.1. 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.

I.6.1.1. Les différents types de soutènement :

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements classés en quatre catégories principales :

I.6.1.1.1. Les soutènements agissant par supportage :

L'action de supportage se distingue par une forte résistance relative des éléments de soutènement qui, en limitant l'amplitude des déformations de l'un et de l'autre, privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistances propres du terrain. Les éléments employés sont essentiellement :

- Les cintres (lourds et légers).
- Plaques métalliques assemblées.
- Tubes perforés.
- Voussoirs en béton.
- Bouclier.

I.6.1.1.1. A. Les cintres :

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage.

Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments:

- De protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble).
- De soutènement (pour ralentir la convergence des parois).
- De renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien.

Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres :

I.6.1.1.1. A.1. Les cintres métalliques 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 I.10 : Cintres lourds.

I.6.1.1.1.A.2. Les cintres métalliques légers et coulissants :

Sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d’assemblage permet le coulissement contrôlé des éléments d’un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l’effort nécessaire pour provoquer le glissement de l’assemblage.

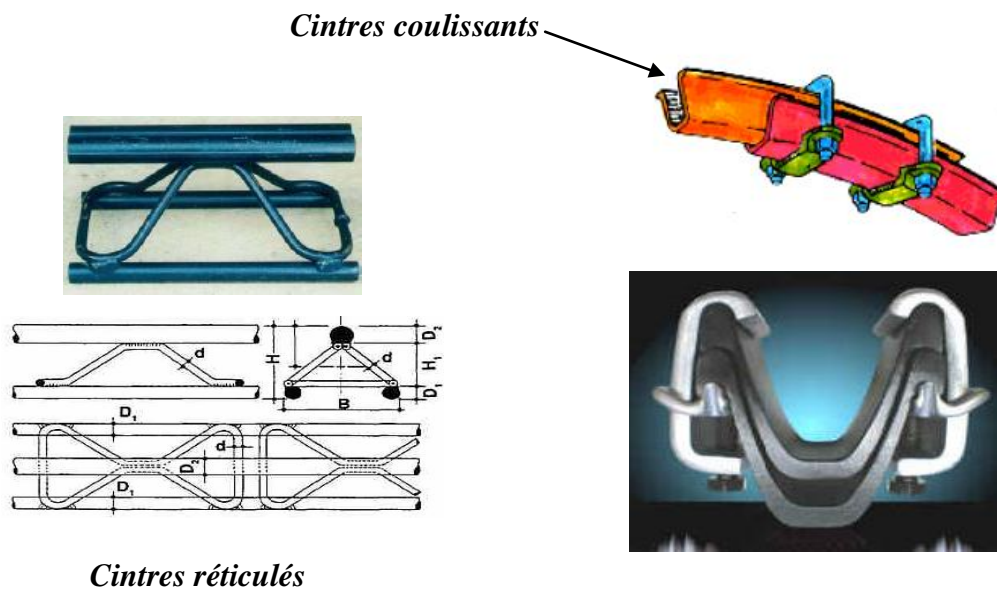


Figure I.11 : Cintres légers.

I.6.1.1.1.B. Tubes perforés :

Les tubes perforés sont considérés comme un procédé de pré-soutènement qui sera installé depuis le front, sur une part ou la totalité du développé, pour être efficace en avant du front.

On peut classer les pré-soutènements en 3 types :

- Voûte parapluie
- Pré-voûte
- Anneau renforcé

La voûte parapluie consiste à mettre en place des barres ou des tubes métalliques longitudinaux, à la périphérie du front, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence. Il est conçu pour atteindre une longueur de pénétration en avant du front du même grandeur que sa hauteur, pour limiter les décompressions et se protéger de surfaces de rupture potentielles intéressant toute la section d'excavation.

Dans la pratique et pour tenir compte des déviations lors de la perforation, la longueur des tubes métalliques ne dépassera pas 12 à 15m, on outre le recouvrement dépend de la hauteur de la section et de la nature des terrains et il est recommandé qu'il ne soit pas inférieur à 3m.

Remarque :

Parmi les tubes métalliques qui sont employés pour l'exécution de la voûte parapluie, on a les tuyaux d'acier type **AGF-P**.

AGF : all-ground-fasten

La lettre P est ajoutée en raison d'utilisation du tube HIV en PVC dans la dernière section. Cette méthode pourrait probablement réduire les coûts de l'opération résultant de l'excavation.



Figure I.12 : Voûte parapluie en 3D.

⇒ La voûte parapluie peut se rencontrer sous trois formes particulières :

L'enfilage en calotte :

L'objectif de l'enfilage est d'assurer la sécurité immédiate de l'excavation avant la pose du soutènement.

Les voûte-parapluie emboîtées :

C'est une extension du procédé précédent:

L'objectif, plus large, est de créer une véritable structure de soutènement, constituée de tubes métalliques (ou plus généralement de pieux) disposés en couronne sub-horizontale suivant les

contours de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement.

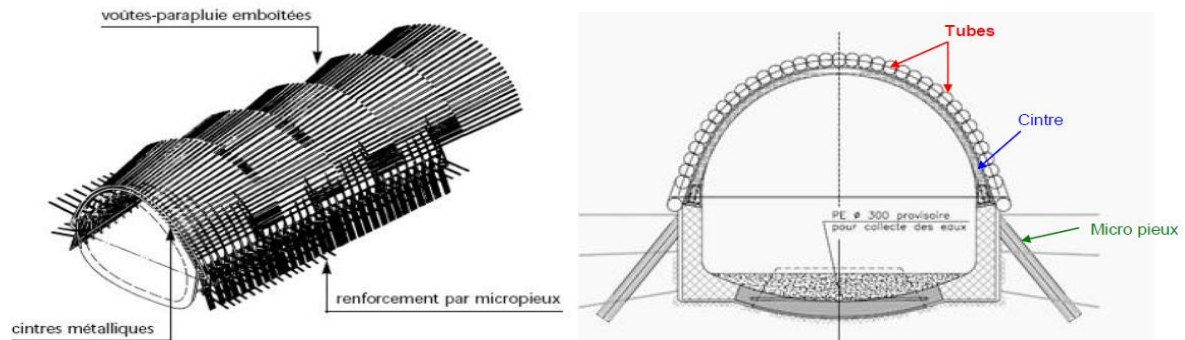


Figure I.13 : Exemple de voûtes parapluies successives et emboîtées.

- Le soutènement en arrière du front est complété par mise en œuvre de béton projeté entre les cintres, associé éventuellement à un boulonnage radial.
- Les voûtes-parapluie de ce type sont généralement utilisées pour le creusement de la demi-section supérieure, le creusement du stross se faisant après confortement éventuel des piédroits, par exemple par colonnes de "jet- grouting" ou de micropieux.

Structures plus rigides (arc cellulaire) :

Il s'agit de structures beaucoup plus rigides pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres de longueur, constituées de tubes métalliques de forte inertie. Si nécessaire, ces structures peuvent être renforcées : tubes remplis de béton, jointifs, connectés.

Le procédé peut nécessiter des opérations complémentaires importantes si l'on veut en plus limiter les déformations du massif : injections de serrage, blocage des tubes sur les cintres, confortement de l'appui des cintres.

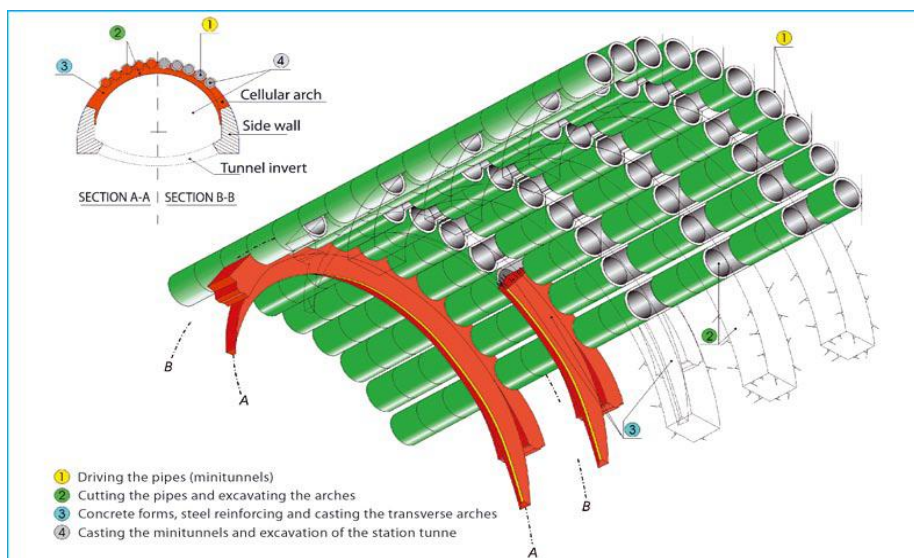


Figure I.14 : Arc cellulaire (Lunardi 2008).

I.6.1.1.1.B.1. Avantage du pré-soutènement par voûte parapluie :

- Assurer la stabilité durant l'excavation.
- Limiter les déformations.
- Les tubes métalliques peuvent être installés facilement en utilisant un jumbo.

I.6.1.1.2. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant :

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

I.6.1.1.2.A. Boulons à ancrage ponctuel :

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. On peut assurer l'épinglage de blocs instables.

I.6.1.1.2.B. Boulons à ancrage réparti :

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



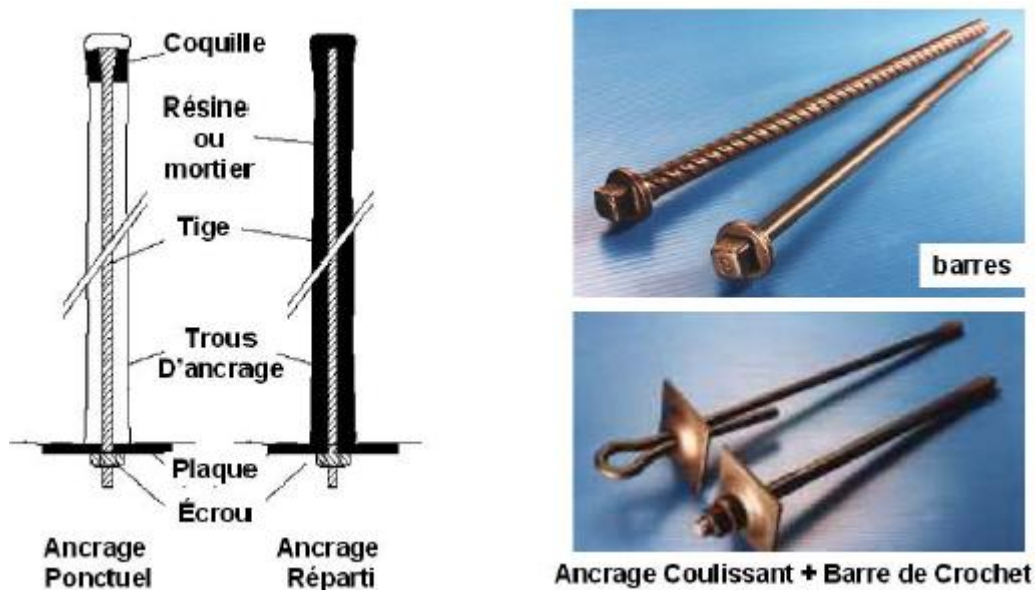


Figure I.15 : Boulons à ancrage ponctuel et boulons à ancrage réparti.

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

I.6.1.1.2.C. Barres foncées dans le terrain :

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.

I.6.1.1.3. Les soutènements agissant par **confinement** du terrain encaissant :

Ce sont essentiellement :

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

I.6.1.1.3.A. Béton projeté :

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Si l'emploi de la gunite comme simple protection de terrain est relativement ancien, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse, et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, date seulement d'une vingtaine d'années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NMA).

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important.

Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté — le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière.

— le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton.

— le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton.

- La projection peut se faire par **voie sèche** ou par **voie humide**. Dans le premier cas, le transport se fait de façon pneumatique et l'eau est ajoutée à la lance. Dans le deuxième cas, le mélange d'eau est réalisé au malaxeur, le transport se fait à la pompe et l'air est injecté à la lance pour assurer la projection.

I.6.1.1.4. Les soutènements agissant par **consolidation** du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques:

- Injections de consolidation.
- Air comprimé.
- Congélation

I.6.1.2. Choix d'un mode de soutènement :

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

1/ 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.

2/ 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.

I.6.2. 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.

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.

I.6.2.1. Les différents types de revêtement :

Parmi les revêtements les plus courants, on retrouve :

I.6.2.1.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.

I.6.2.1.B. Revêtement en béton coffré armé :

Plutôt exceptionnel : on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables. En général, seuls les ouvrages possédant un radier comportent des armatures : les zones les plus sollicitées se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits. Revêtement en voûte actives (réaliser une voûte constituée d'éléments d'arc juxtaposés, formés de voussoirs préfabriqués).

I.6.2.1.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).

I.6.2.1.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.

Dans la solution des voussoirs universels, ces voussoirs sont légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions.

- Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage : coulis actif (faisant prise) ou coulis inerte.
- Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier.
- L'utilisation de voussoirs métalliques est également possible.

La figure suivante montre quelques types de soutènement et de revêtement des tunnels.

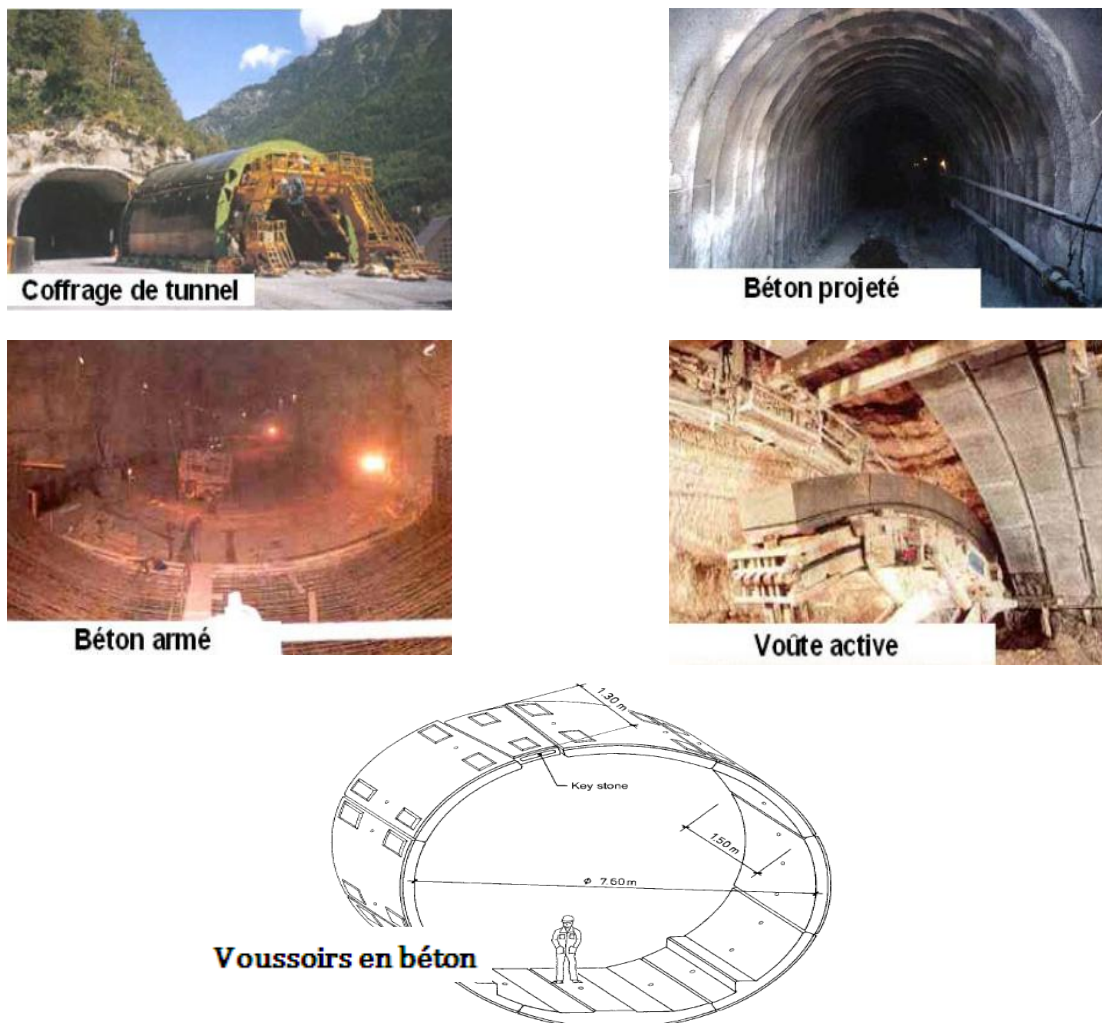


Figure I.16 : Types de soutènement et de revêtement des tunnels.

1.7. Étanchéité 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 :

Capture 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.

1.7.1. Les raisons de l'étanchéité :

La grande majorité des ouvrages souterrains sont soumis à des pressions d'eau. L'étanchéité et le drainage doivent être réalisés d'une manière continue et avec le plus grand soin.

Dans les sols se posent des problèmes de nappes (nappes phréatiques ou nappes suspendues dans des horizons perméables, réalimentées ou non).

Dans les roches, les venues d'eau importantes sont le plus souvent localisées (roches broyées, failles, zones fracturées). Des venues d'eau diffuses résultant de la porosité de la roche ou de sa fissuration sont courantes.

1.7.2. 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.

I.7.3. Type de produit d'étanchéité :

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

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

- Géomembranes synthétiques.
- Géotextiles.
- Géocomposites.
- Géomembranes bitumineux.



Figure I.17 : Etanchéité d'un tunnel.

I.7.4. Choix des solutions :

L'ensemble des différentes solutions doit, au moment de la conception de la solution, être envisagé en tenant compte des paramètres propres au chantier.

Ces paramètres sont de plusieurs types et sont liés aux relevés et observations faites sur l'ouvrage :

- type de fissures du revêtement en béton coffré,
- possibilités d'emploi en fonction des éléments liés à l'eau,
- paramètres d'emploi des produits par rapport au milieu injecté,

I.8. 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, ensuite les mouvements de sol induits par le creusement d'un tunnel, et les différents modes de soutènement et revêtement essentiels pour la construction du tunnel.

Chapitre N° II Classification des massifs rocheux et dimensionnement des tunnels.

II.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.

Cependant, Aucune de ces méthodes actuelles ne peut prétendre résoudre l'infinité des cas qui s'offrent au projeteur. Néanmoins, il est possible de définir des domaines préférentiels d'utilisation pour chaque méthode de calcul.

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 les hypothèses principales qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode. Nous distinguons trois catégories principales de méthodes de calculs :

- Méthodes empiriques
- Méthodes analytiques
- Méthodes numériques

II.2. Méthodes empiriques :

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. En effet, l'art des tunnels est demeuré jusqu'à ces vingt dernières années une science essentiellement empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers d'expériences passées, la transmission des enseignements tirés de ces expériences étant soit directe pour les spécialistes suivant eux-mêmes le déroulement des travaux, soit assurée par l'intermédiaire de relations écrites : comptes-rendus, rapports...

Pour essayer de structurer ce savoir et de fournir des outils d'aide à la conception, certains auteurs ont très tôt proposé des synthèses sous forme de classifications. Ces méthodes, rapides d'emploi et donc économiques, reposent sur différents paramètres géotechniques. C'est donc le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui va faire la différence d'une méthode à l'autre. Nous exposons uniquement les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées, à savoir celle de:

- Geological Strength Index GSI.
- AFTES
- Barton
- Bieniawski
- Terzaghi

II.2.1. 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 :

$$H_p = K(B + H_t)$$

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 $1.5(B + H_t)$

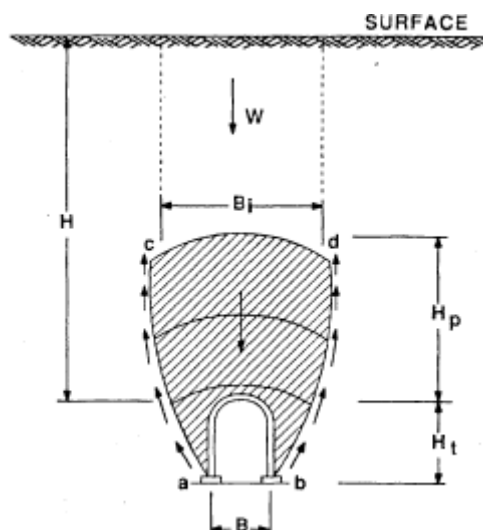


Figure II.1: Zone décompressée au dessus d'une cavité (K.Terzaghi 1946).

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 »

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 éboulée	0.25 à 0.35 (B+H _t)	Pas de pression latérale
Très éboulée	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

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

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.

II.2.2. 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 :

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

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.

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

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

II.2.3. 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 uniaxiale 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 I_s (appelé Indice Franklin).

$$I_s = \frac{P}{D^2}$$

Et la résistance à la compression uniaxiale par :

$$\sigma_c = (14 + 0,175D)I_s$$

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 II.3) pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité de la roche.

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			

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

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

Tableau II.4: Note d'ajustement pour orientation des joints.

Après addition des notes obtenues, la globale caractérisant la qualité de la roche appelée **Rock Mass Rating (RMR)**. On utilise le (tableau II.5) pour connaître :

- La classe de la roche
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

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

Tableau II.5: Classe de rocher (RMR).

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

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrages (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacements
1	Généralement pas nécessaire						
2	1,5-2,0m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50mm	Néant	Néant	Non rentable	
3	1,0-1,5m	Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voûte	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1,5-2,0m
4	0,5-1,0m	Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0,7- 1,5m

5	Non recommandé	200mm	150mm	Treillis soudé et boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds	0,7m
---	----------------	-------	-------	---	---	------

Tableau II.6: Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI.

II.2.4. 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**.

II.2.4.1. 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 :

$$Q = \frac{R \cdot Q \cdot D}{J_n} \cdot \frac{J_r \cdot J_w}{J_a \cdot SRF}$$

- **RQD** : est le Rock Quality Designation de Deere.
- **J_n** : est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités
- **J_r** : caractérise la rugosité des faces des joints.
- **J_a** : définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).
- **J_w** : spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.
- **SRF** : (Stress Reduction 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 ($R \cdot Q \cdot D / J_n$) représente la structure du massif rocheux et est une mesure de la taille moyenne des blocs rocheux.

2). Le second rapport (J_r/J_a) 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_w/SRF) reprend deux paramètres de contraintes. J_w est 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 :

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

Tableau II.7: Classification de la qualité de la roche

II.2.4.2. Domaine d'application du Q-system :

II.2.4.2. A. Détermination du mode de soutènement :

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

$$D_e = \frac{\text{portée, diamètre ou hauteur de l'excavation(en m)}}{ESR}$$

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.

II.2.4.2. B. 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 :

$$P_{\text{voûte}} = \left(\frac{2}{J_r}\right) Q^{-1}$$

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" :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_v \\ \sigma_3 = \sigma_h \\ \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = 0,5 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} Q_p = 5Q & \text{quand} & Q > 10 \\ Q_p = 2.5Q & \text{quand} & 0.1 < Q < 10 \\ Q_p = Q & \text{quand} & Q < 0.1 \end{cases}$$

II.2.4.2. C. 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**:

$$\begin{cases} E_{\text{min}} = 10 * \log Q \\ E_{\text{max}} = 40 * \log Q \\ E_{\text{moy}} = 25 * \log Q \end{cases}$$

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 (**E_i**) :

$$\frac{E_m}{E_i} = \frac{K_n * S}{K_n * S + E_i}$$

Toutes les formules précédentes permettent de calculer (**E_m**) dans le cas d'excavation avec soutènement. Pour des excavations sans soutènement le module de déformabilité est calculé à l'aide de la largeur de l'excavation (**SPAN**) et du coefficient **ESR** :

$$E_{\text{max}} = 100 * \log \left(\frac{\text{SPAN}}{2 * \text{ESR}} \right)$$

Remarque :

Après avoir établi l'indice de qualité **Q** du rocher, les dimensions et la destination de l'ouvrage, la (figure II.3) renvoie à l'un des 38 numéros de catégories de soutènement :

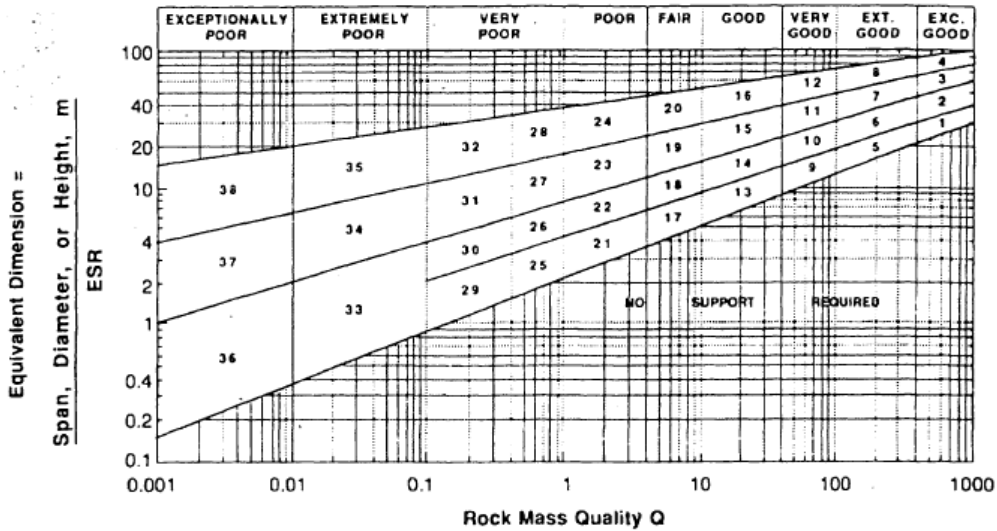


Figure II.3: Relation entre (**Q - De**) et les catégories de soutènement (Barton et al 1974).

Les soutènements proposés s'appliquent avant tout au soutènement permanent du toit. Néanmoins, N. BARTON propose d'évaluer le soutènement des piédroits et les soutènements provisoires de la même façon en utilisant les indications ci-dessous :

Soutènement définitif des piédroits :

Le plus souvent et pour des conditions moyennes de rocher en applique le dispositif prévu pour la voûte en multipliant par 1,5 la maille des ancrages et par 2/3 l'épaisseur de béton projeté. Si la roche est mauvaise, le même dispositif sera appliqué aux piédroits et même au radier. Les parois de grandes hauteurs sont à considérer en particulier. Une méthode empirique consiste aussi à multiplier l'indice Q d'une valeur de 5 si $Q > 10$, d'une valeur de 2,5 si Q est compris entre 0,1 et 10, et à conserver la valeur de Q si $Q < 0,1$.

Soutènement provisoire :

N. BATRON pense que l'on obtient une estimation réaliste en remplaçant ;

ESR par 1,5 ESR

Q (voûte) par 1,5 Q (voûte)

Qp (piédroits) par 5.Qp (piédroits)

II.2.5. 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 de Travail* qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES.

II.2.5.1. 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:

- 1) Les conditions géologiques générales.
- 2) Les conditions hydrogéologiques.
- 3) Les discontinuités du massif rocheux.
- 4) Les caractéristiques mécaniques du terrain.
- 5) Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage.
- 6) La déformabilité du massif.

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

II.2.5.1. A. 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 prédécoupage, soit purement mécanique.

II.2.5.1. B. Des critères relatifs à l'environnement:

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

II.2.5.2. 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.

Discontinuités (cas où 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		
N° de familles	orientation	Espacement (1)																
N1			●				⊗			×	×	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●				⊗			×	×	⊗	⊗	×	⊗	⊗	⊗	
N2 N3 Ou N4	quelconque	S1		●			⊗			×	×	⊗	⊗	×	⊗	⊗	⊗	
		S2		●	●		⊗			×	×	⊗	⊗	×	⊗	⊗	⊗	
		S3		●	●	Gr	Gr	⊗				×	⊗	⊗		⊗	⊗	×
		S4	×	●	Gr- Bp	Gr- Bp		●	●	Gr- Bp	Gr- Bp			⊗		⊗	⊗	×
		S5	⊗	●	×	Bp		●	●	Gr- Bp	Gr- Bp			×		⊗	⊗	×
N5			⊗	●	⊗	Bp	⊗	●	●	●			×	●	⊗	⊗	×	

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

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

II.2.6. Méthode de l'indice de résistance géologique GSI (Geological Strength Index) :

L'un des problèmes majeurs dans la conception des ouvertures souterraines est d'estimer les paramètres de résistance de la masse rocheuse in situ. Le module de résistance et de

déformation des massifs rocheux ne peuvent pas être déterminé directement, puisque les dimensions des échantillons représentatifs sont trop grandes pour les tests de laboratoire.

Cette limitation a une difficulté importante lorsque l'on étudie les massifs rocheux fracturés. Hoek et Brown (1980) a proposé un critère de rupture empirique de surmonter cette difficulté. La note de (RMR) a été introduite dans le critère de Hoek-Brown par ses auteurs (Hoek et Brown, 1988) pour décrire la qualité des masses rocheuses. Ce critère empirique a été réévalué et élargi en raison des limites à la fois dans la classification de Bieniawski.

Hoek a proposé un système nouveau pour classifier les massifs rocheux appelé « geological Strength Index, GSI » en remplaçant le RMR de Bieniawski pour éliminer les limitations découlant de l'utilisation de ce schéma de classification. Le système GSI semble être plus pratique que les autres systèmes de classification tels que Q et RMR lorsqu'il est utilisé dans le critère de rupture de Hoek-Brown.

Par conséquent, la valeur GSI est un paramètre d'entrée le plus populaire pour le critère de Hoek-Brown pour estimer le module de résistance et de déformation des massifs rocheux fracturés.

Donc, le GSI est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

Le tableau II.9 (d'après Hoek, 1995) présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur du GSI à partir des conditions de surface des discontinuités et de leur structure.

Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité (pour lesquels la résistance de la masse est égale à celle de la matrice rocheuse).

Cependant, en raison du manque de paramètres mesurables plus représentatifs, et de la largeur des intervalles permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités, seules des gammes de valeurs peuvent être estimées à partir de la classification *GSI*.

Par exemple, pour une roche fracturée avec des discontinuités ayant des conditions de surface très bonnes, les valeurs du GSI obtenues à partir du (tableau II.9) varient entre 63 et 85.

L'imprécision apparente peut susciter des interrogations, mais Hoek indique que la géologie n'aspire pas à une telle précision et qu'il serait simplement irréaliste d'assigner une valeur unique. Il ajoute que pour des études préliminaires il peut être prudent de considérer des déviations plus importantes pour les paramètres d'entrée.





<p>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE</p> <p>A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation.</p>	<p>CONDITIONS DE SURFACE</p>	<p>TRES BONNES : Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses</p>	<p>BONNES : Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées</p>	<p>MOYENNES : Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées</p>	<p>PAUVRES : Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux</p>	<p>TRES PAUVRES : Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique</p>
<p>FRACTURÉE – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p> 	<p>AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DECREISSANT</p>	<p>QUALITÉ DÉCROISSANTE →</p>				
<p>TRÈS FRACTURÉE – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p> 		<p>80</p> <p>70</p>	<p>60</p> <p>50</p>	<p>40</p> <p>30</p>	<p>20</p> <p>10</p>	
<p>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles</p> 		<p>↓</p>				
<p>DÉSINTÉGRÉE – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p> 						

Tableau II.9 : Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).

II.2.6.1. Le GSI modifié (Sonmez et Ulusay, 1999) :

Sonmez et Ulusay (1999) ont proposé des perfectionnements à la classification GSI qu'ils estiment trop approximative. A leur avis, le manque de paramètres permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités et la structure de la masse rocheuse empêche d'obtenir des valeurs plus précises du GSI. Pour ces raisons, ils ont suggéré l'introduction de deux paramètres additionnels :

- le Surface Condition Rating SCR :

Cet indice s’obtient par sommation de 3 coefficients décrivant la rugosité, l’altération et le remplissage des joints :

$$SCR = R_r + R_w + R_f$$

R_r , R_w et R_f peuvent être estimés comme suivant :

Taux de rugosité (R_r)	Très rugueux 6	rugueux 5	Légèrement rugueux 3	lisse 1	Contours lisses 0
Taux d’altération (R_w)	Aucun 6	Légèrement altéré 5	Moyennement altéré 3	Fortement altéré 1	Décomposé 0
Taux de remplissage (R_f)	Aucun 6	Dur < 5 mm 4	Dur > 5 mm 2	Tendre < 5 mm 2	Tendre > 5 mm 0

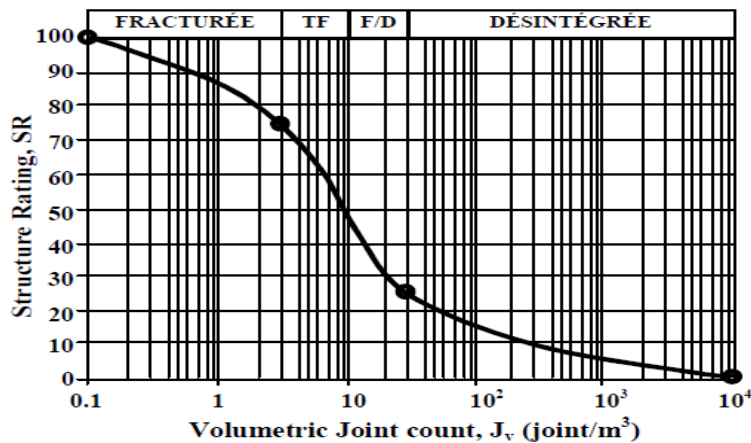
SCR = $R_r + R_w + R_f$

La valeur maximale pouvant être atteinte par le SCR étant 18, l’axe horizontal de la classification GSI a été divisé en 18 intervalles de même longueur.

- Le Structure Rating SR :

La dimension des blocs peut être un indicateur très important du comportement mécanique de la roche : de grands blocs sont en général moins déformables, et moins sujets à des rotations que des blocs plus petits.

La courbe semi-logarithmique permette de déduire une valeur du SR, à partir de la mesure de la densité volumique des joints (J_v).



A l’aide de ces deux paramètres supplémentaires, Sonmez et Ulusay estiment que l’apport d’informations concernant les propriétés structurales de la roche permet de déterminer une valeur plus précise pour le GSI.

On peut toutefois s’interroger sur la validité de cette argumentation, au vu de la précision discutable des paramètres additionnels utilisés (notamment J_v).

II.2.6.2. Corrélations entre les différentes méthodes de classification :

Des relations empiriques existent entre ces différents indices. Bieniawski propose de relier le RMR et le (Tunnelling Quality Index Q) de Barton :

$$\text{RMR} = 9 \log Q + 44$$

Pour des roches de bonne qualité ($\text{GSI} > 25$), la valeur de GSI peut également être estimée directement à partir de la version 1976 du RMR de Bieniawski :

$$\text{GSI} = \text{RMR}_{76}$$

* avec une note pour les eaux souterraines de 10 (humide) et un ajustement pour l'orientation des discontinuités égal à 0 (très favorable).

De même, si la version 1989 de la classification RMR de Bieniawski est utilisée, alors on peut estimer un GSI correspondant :

$$\text{GSI} = \text{RMR}_{89} - 5$$

* avec une note pour les eaux souterraines de 15 (sec) et un ajustement pour l'orientation des discontinuités égal à 0.

II.3. 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 :

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

Les méthodes analytiques peuvent se diviser en deux groupes :

- Méthode analytique élastique.
- Méthode analytique élasto-plastique.

II.3.1. Les Méthodes analytiques élastique :

Sont des méthodes qui traitent l'entourage de l'excavation comme un milieu élastique.

Nous citons essentiellement les auteurs ayant développé des méthodes de calcul destinées à évaluer les mouvements dans le massif, sans entrer cependant dans le détail des équations :

- Goudman-shi (1982)
- Einstein-schwartz (1979)
- Kirsch (1898)
- Lamé (1852)
- Warburton

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

- Calculer les contraintes ($\sigma_r, \sigma_\theta, \tau_{r\theta}$) 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.

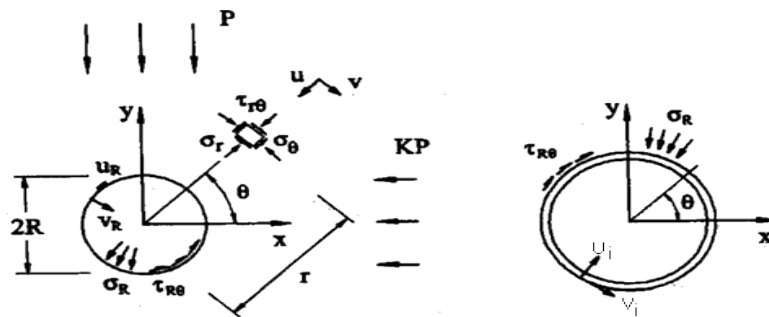


Figure II.4: Les contraintes et les déplacements.

- 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 (M_s, T_s).

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

Exemple :

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 :

$$U(r) = -\frac{1+\nu}{E} p \frac{R^2}{r}$$

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

$$V_t = 2 \frac{1+\nu}{E} p \pi R^2$$

II.3.2. Les Méthodes analytiques élasto-plastique :

Sont des méthodes qui rendent en compte le développement d'une zone plastique autour de la cavité souterraine due de l'excavation du tunnel.

Parmi les analyses élasto-plastiques on a :

- Théorème limite (1950). [Caquot, Atkinson, Mühlhaus].
- Panet (1979).
- Convergence-confinement (1980).

II.3.2.1. 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.

II.3.2.1. A. 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 P_i à zéro, la profondeur h associée à la rupture du sol.

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

Où :

$$H = c / \tan \varphi$$

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

II.3.2.1. B. 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.

II.3.2.1. C. 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-soutenue **L** de l'excavation.

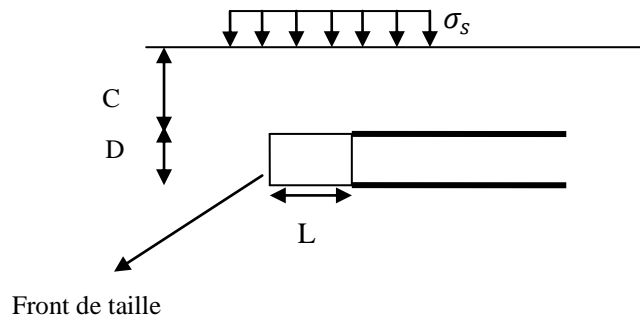


Figure II.5 : Portée non soutenue d'un tunnel.

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 ($\sigma_s = \sigma_r$), on peut intégrer les équations d'équilibres pour obtenir l'expression de Mühlhaus :

$$L = D \sqrt{\frac{\left(1 + 2 \frac{H}{D}\right)^2}{\left[1 + (\lambda_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_u}\right]^{\frac{1}{\lambda_e - 1}}}}$$

$$\lambda_e = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$$

σ_s = la surcharge au niveau de la surface.

σ_u = résistance à la compression non confinée du sol.

II.3.2.2. 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.

II.3.2.2. A. 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 :

$$\Delta\varepsilon_3 + \alpha\Delta\varepsilon_1 = 0$$

Avec α : 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) :

II.3.2.3. Méthode convergence-confinement :

L'intérêt de cette méthode est de substituer un problème tridimensionnel à un problème bidimensionnel en déformation plane de l'interaction terrain-soutènement. Elle est beaucoup plus simple que le modèle tridimensionnel. En étudiant non pas le comportement du soutènement sous l'action de charges représentatives du terrain, mais le comportement du terrain sous l'action d'une pression intérieure fictive, dite pression de confinement, qui schématise l'action du revêtement (ou du soutènement) et l'effet d'arc-boutement le long du front d'attaque.

La démarche originale de cette méthode a été suggérée par Fenner (1938) ensuite reprise par Pacher (1964) (cité par AFTES (2001)). Le principal défaut de ces premières approches était de ne pas tenir compte des déformations du terrain qui interviennent avant la mise en place du soutènement. Pour pallier ce défaut, Lombardi (1973) a proposé une méthode en utilisant une ligne caractéristique du « noyau », une notion de convergence au front, alors que Panet et

Guellec (1974) ont proposé de prendre en compte les déformations qui interviennent avant la mise en place du soutènement par le truchement du taux de déconfinement. Cette méthode a fait par ailleurs l'objet de recommandations de l'AFTES (2001).

Pour ramener le problème tridimensionnel à un problème de déformation plane, on admet que la pression initiale σ_0 supportée par le noyau cylindrique de terrain avant son excavation (qui est égale à la contrainte géostatique initiale du terrain) n'est pas réduite brutalement à zéro en deçà du front de taille du fait de sa disparition, mais qu'elle se réduit progressivement au fur et à mesure que l'on s'éloigne du front, ce qui correspond en fait à l'effet d'arc-boutement longitudinal.

Le problème de l'étude de la déformation du terrain encaissant et de la convergence des parois au voisinage du front est ainsi ramené à l'étude de la convergence dans une section plane lorsque l'on fait décroître progressivement à partir de σ_0 la pression centripète exercée sur la paroi ou pression de confinement.

II.3.2.3. A. 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 K_s , soit de façon générale :

$$C = C[x(t)t, d, K_s]$$

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 Clouterre 1991 (additif 2002).

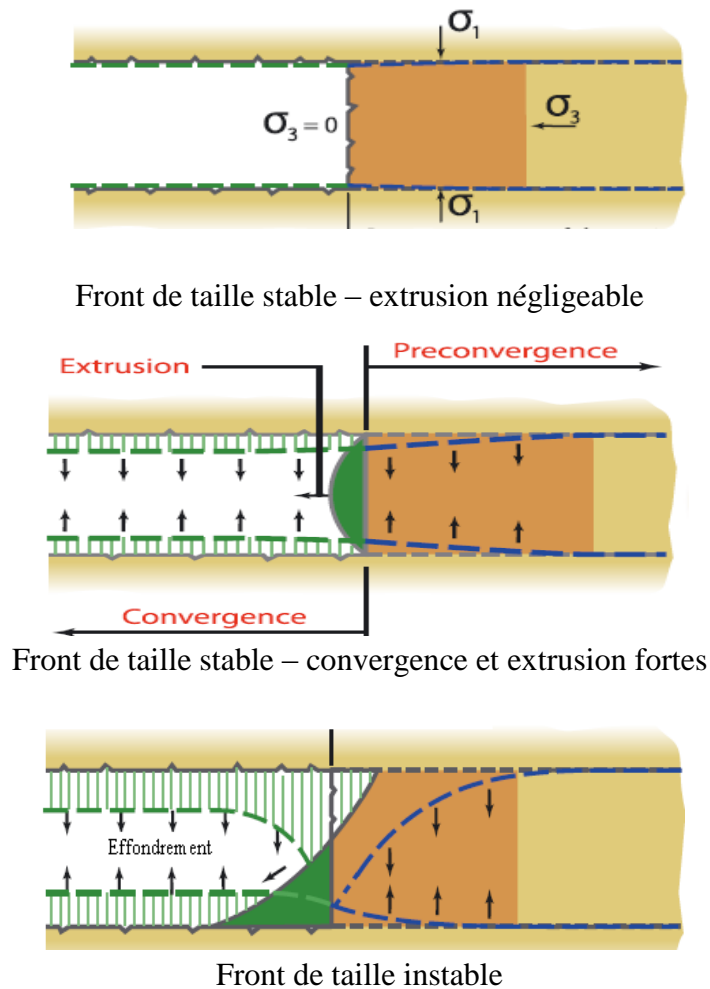


Figure II.6: Extrusion et instabilité au front de taille d'un tunnel (d'après Lunardi 2008).

II.3.2.3. B. Principe de la méthode convergence-confinement :

La méthode convergence-confinement est une méthode qui nous permet de revenir à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille de la section de calcul considérée. Cette pression fictive est appliquée aux parois de l'excavation et elle est définie comme suit:

$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0$$

σ_0 : est la contrainte initiale et λ est le taux de déconfinement qui simule l'excavation en croissant de 0 à 1 (figure II.7). $\lambda = 0$ correspond à l'état initial en avant du front à une distance suffisante pour négliger son influence

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 :

$$f_m(\sigma_r, u) = 0$$

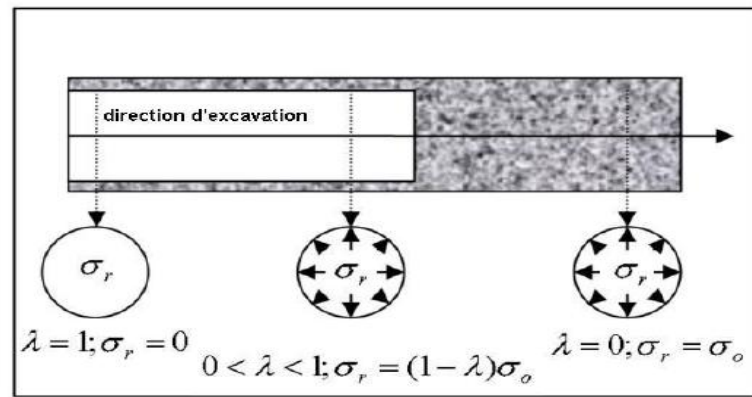


Figure II.7: La pression fictive voisinage du front taille.

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

$$f_s(\sigma_r, u) = 0$$

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 u_d est λ_d . Cette relation peut donc s'écrire :

$$f[\sigma_r, (u - u_d)] = 0$$

La notion de taux de déconfinement est essentielle dans cette méthode et la détermination de sa valeur λ_d 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 II.8) :

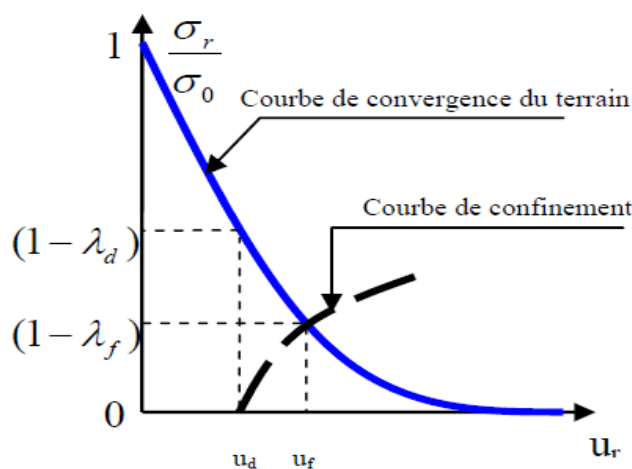


Figure II.8: Représentation graphique de la méthode convergence-confinement.

II.3.2.3. C. Détermination du taux de déconfinement à l'application du soutènement :

La détermination du taux de déconfinement λ_d 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. λ_d est déterminé à partir de la loi de convergence :

$$f[(1 - \lambda_d)\sigma_0, u_d] = 0$$

En effet, le choix de λ_d revient donc à déterminer la valeur du déplacement radial u_d 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 λ_d 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 λ_d sur la valeur de la pression de soutènement.

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

$$u_d = u_0 + a_d(u_\infty + u_0)$$

Où :

$$a_d = 1 - \left[\frac{mR}{mR + \xi d} \right]^2$$

m et ξ sont deux coefficients qui dépendent de la loi de comportement du terrain.

Les errements courants consistent à prendre pour u_0 et u_∞ les valeurs correspondant au cas du tunnel non soutenu. De ce fait, u_∞ n'est pas le déplacement radial à l'équilibre du tunnel soutenu et la valeur u_d est une approximation par excès.

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

II.3.2.3. D. Méthodes fondées sur la convergence du tunnel non soutenu :

1. comportement élastique du massif :

On peut écrire les relations suivantes :

$$u_\infty = \frac{\sigma_0 R}{2G}$$

$$u_0 = \alpha_0 u_\infty$$

Où : $\alpha_0 = 0,25$ $m = 0,75$ $\xi = 1$. Donc λ_d est déterminé comme :

$$\lambda_d = 1 - 0,75 \left[\frac{0,75R}{0,75R + d} \right]^2$$

En réalité le taux de déconfinement au front de taille dépend du coefficient de poisson. Pour $0,2 < \nu < 0,5$, 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.

2. comportement élasto-plastique du massif :

On détermine u_d en appliquant par rapport au cas du comportement élastique du massif le principe de similitude proposé par Bernaud Corbetta et Nguyen Minh. Ce principe consiste à obtenir la courbe $u_r = f(x)$ dans le cas élastoplastique comme la transformée de la courbe correspondante en élasticité par l'homothétie de centre O et de rapport $1/\xi$ (figure II.9).

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

$$u_\infty = \frac{1}{\xi} \cdot \frac{\sigma_0 \cdot R}{2 \cdot G}$$

Et a_d devient :

$$a_d = 1 - \left[\frac{0,75R}{0,75R + \xi d} \right]^2$$

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

$$u_d = u_\infty \left[1 - \left[\frac{0,75R}{0,75R + \xi d} \right]^2 \right]$$

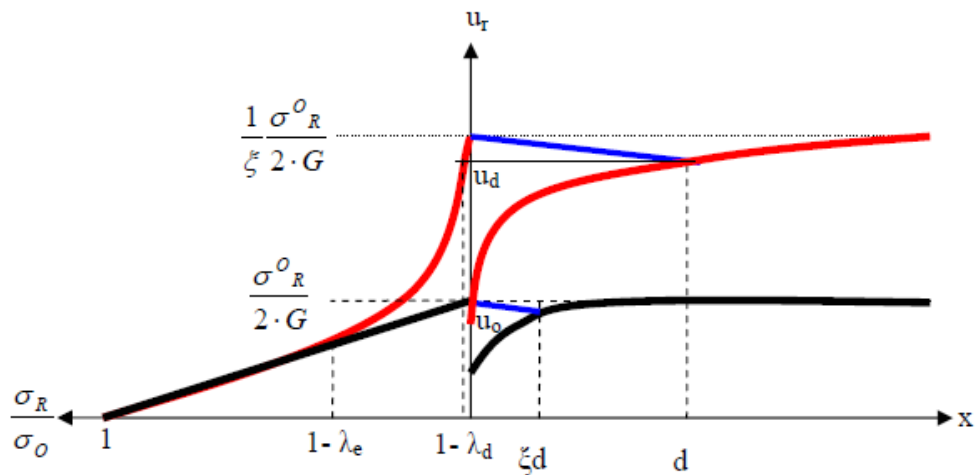


Figure II.9: Principe de « similitude » (Bernaud Corbetta et Nguyen Minh).

II.3.2.3. E. 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 λ_d 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 :

$$A = 1 - \frac{u_{\infty}}{u_{ns\infty}} \quad \text{et} \quad B = 1 - \frac{u_d}{u_{nsd}}$$

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

Ils ont alors établi la relation générale :

$$B = A[0,45 + 0,42A^2]$$

Les deux équations précédentes permettent alors de déterminer u_{∞} et u_d . Dans le cas du comportement élastique linéaire, ils ont donné la valeur du taux de déconfinement λ_d en fonction de d/R et du module de rigidité normale du soutènement rapporté au module de cisaillement du massif élastique : $K_{SN} = K_{SN} / (2 \cdot G)$.

Dans le cas du comportement élastique non linéaire ou élastoplastique du massif, il n'y a pas de solution explicite et il faut faire appel à des méthodes itératives pour déterminer λ_d . 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.

II.3.2.3. F. Le comportement mécanique des soutènements :

Le soutènement s'oppose à la convergence des parois du tunnel en exerçant une pression qu'on appelle couramment pression de soutènement. La pression de soutènement P_s croît avec la rigidité du soutènement et est limitée par la résistance de ce dernier.

Dans le cas d'une galerie de section circulaire de rayon R, on définit le module de rigidité normale du soutènement K_{SN} par l'expression :

$$P_s = K_{SN} \frac{u_R}{R}$$

On se limite ici au domaine de comportement linéaire du soutènement.

Dans le cas axisymétrique, ce seul module définit la rigidité du soutènement, mais, lorsque les conditions axisymétriques ne sont pas satisfaites, il convient également de définir un module de rigidité en flexion K_{SF} .

Les modules de rigidité de différents types de soutènements sont donnés ci-dessous :

1. Anneau circulaire d'épaisseur constante e (e << R) :

$$K_{SN} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} * \frac{e}{R}$$

$$K_{SF} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} * \frac{I}{R}$$

2. Cintres métalliques circulaires espacés appliqués contre le terrain :

$$K_{SN} = \frac{E_a \cdot A}{s \cdot R} \quad \text{et} \quad K_{SF} = \frac{E_a \cdot I}{s \cdot R^3}$$

A : est l'aire de la section du cintre.

E_a : est le module d'Young de l'acier.

I : est le moment d'inertie du profilé.

Ces expressions supposent que les cintres sont en contact quasiment continu avec le terrain.

3. Soutènement par boulons :

Pour les boulons à ancrage ponctuel avec un espacement longitudinal S_i et un espacement transversal S_t :

$$\frac{1}{K_{SN}} = \frac{S_t S_i}{R} \left[\frac{4L}{\pi \Phi^2 E_b} + Q \right] \quad \text{et} \quad K_{SF} = 0$$

L : est la longueur des boulons.

Φ : est le diamètre des boulons.

E_b : est le module d'Young du matériau constituant la tige du boulon.

Q : est un paramètre qui permet de prendre en compte les déformations qui se produisent au niveau de l'ancrage et de tête des boulons.

Pour les boulons à ancrage réparti ou du type Swellex ou Split Set sont considérés comme un renforcement du massif et leur action est prise en compte par une amélioration des caractéristiques géométriques de la zone boulonnée [voir le chapitre suivant].

4. Béton projeté :

Les soutènements en béton projeté sont très largement utilisés. La rigidité qu'il convient d'introduire dans l'analyse de l'interaction terrain- soutènement doit tenir compte, d'une part de l'âge du béton projeté et d'autre part de la continuité ou non de la coque. La raideur croissante du matériau dans son jeune âge constitue un facteur favorable à son adaptation aux convergences [recommandation AFTES sur le béton projeté].

II.4. 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.

II.4.1. Méthodes numériques appliquées 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, visco-plastiques, ou élasto-visco-plastiques).
- Anisotropie des terrains et de l'état de contraintes initial.
- Charges de surfaces etc...

II.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 :

II.4.2.1. 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 II.10), alors : $\varepsilon_{33} = 0$ et $\varepsilon_{13} = \varepsilon_{23} = 0$. Le problème 3D peut ainsi être résolu comme un problème à deux dimensions qui ne dépend que des variables x_1 et x_2 .

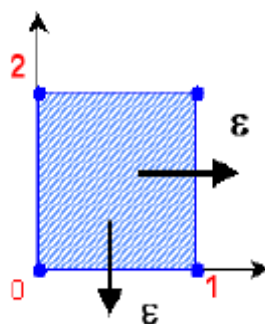
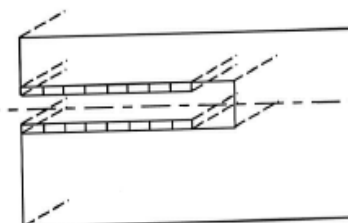


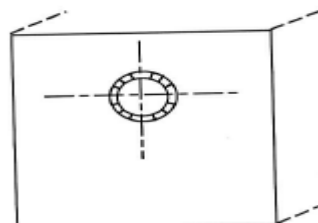
Figure II.10: Repère du problème 2D-plan.

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.



Modèle longitudinal



Modèle transversal

Figure II.11 : Modèle longitudinal et transversal 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.

II.4.2.2. La modélisation 2D en conditions axisymétriques :

Lorsque les ouvrages sont axisymétriques, ou à symétrie de révolution autour d'un axe, noté (Oz) sur la (figure II.12), l'étude d'un problème 3D peut être ramenée à l'étude d'un problème 2D sans dégradation de la précision des résultats.

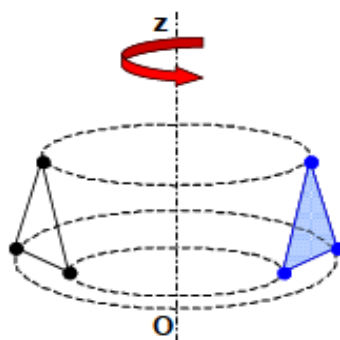


Figure II.12: Repère du problème axisymétrique.

La modélisation axisymétrique dans l'axe du tunnel permet l'analyse tridimensionnelle de la stabilité du front de taille et du phasage des travaux. Malheureusement cette méthode induit des hypothèses très restrictives ; tunnel circulaire, milieu homogène et isotrope, surface non modélisée. Elle s'applique donc à des tunnels à grande profondeur pour lesquels l'état de contrainte initial est sensiblement isotrope.

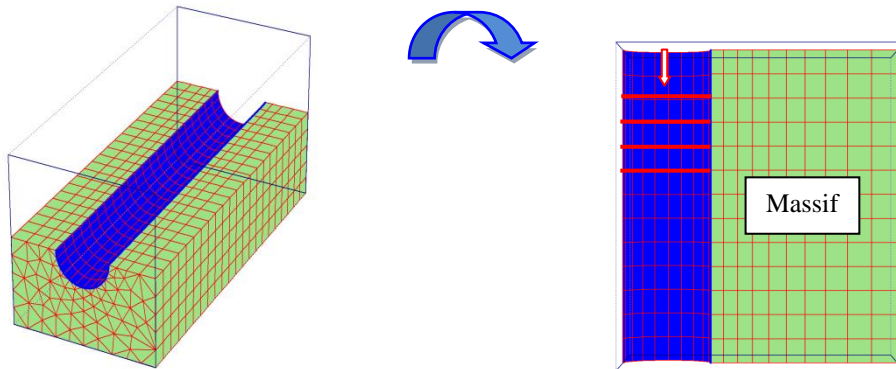


Figure II.13 : Substitution du problème 3D en un problème 2D axisymétrique.

II.4.2.3. 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.

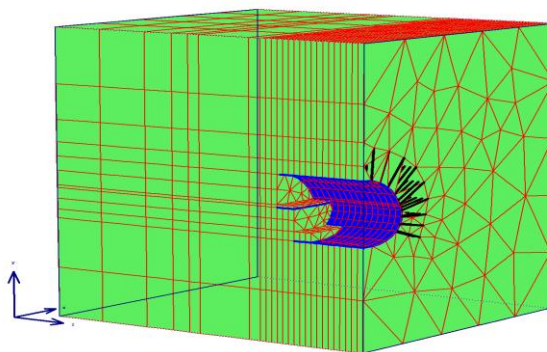


Figure II.14: Exemple de mallaige 3D.

II.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a abordé les méthodes principales du calcul et du dimensionnement des tunnels à partir de classifications des massifs rocheux, ces méthodes de calcul reposent sur des considérations théoriques, empiriques et numériques. Les méthodes empiriques globales telle que la classification de l'AFTES permettent d'orienter le choix du type de soutènement, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité du tunnel. Les méthodes analytiques, telle que la méthode de convergence-confinement, servent souvent d'approche pour l'utilisation ultérieure de méthodes numériques plus précieuse, telles que la méthode des éléments finis par exemple.

Le principe commun des méthodes numériques réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution des certains nombres d'équations pour obtenir la solution. L'avantage commun principe de ces méthodes qu'elles soient appliquée pour des ouvrages souterrains dans des milieux continu (élément finis, éléments frontières) ou discontinu (éléments distincts).

Chapitre № III Renforcement du front de taille d'un tunnel par boulonnage.

III.1. Introduction :

Le creusement des tunnels a fortement progressé avec le développement des boucliers pressurisés qui assurent simultanément la stabilité provisoire du front et de l'excavation, puis la mise en place du revêtement définitif, tout en maintenant les mouvements du sol dans des limites acceptables.

Ces techniques se révèlent souvent inadaptées ou coûteuses dans les sols durs ou les roches tendres. Donc l'utilisation des techniques de creusement traditionnelles doit alors être complétée par des mesures visant à confiner le front et mettre en place le plus rapidement possible le soutènement. Ceci peut être réalisé, par la technique du pré-soutènement qui consiste à mettre en place en avant du front un soutènement périphérique, soit à l'aide de renforcements formant une voûte parapluie, soit par une pré-voûte.

Le pré-soutènement pouvant être insuffisant soit pour assurer la stabilité du front, soit pour maintenir les tassements à un niveau acceptable, donc nous devons introduire une technique de renforcement du front par des boulons.

La technique de soutènement par boulonnage dans les tunnels consiste à renforcer un anneau de terrain autour de l'excavation en y introduisant des éléments linéaires beaucoup plus raides. Ces éléments dont la longueur varie de un à plusieurs mètres sont placés dans un trou de forage de quelques centimètres de diamètre dont la direction frontale (boulons en fibre de verre). Les boulons au front jouent un rôle de confinement lié à la pré-convergence du tunnel.

L'utilisation du boulonnage dans les galeries routières, ferroviaires ou hydrauliques est très souvent destinée au soutènement provisoire nécessaire pendant la réalisation des travaux en attente de la pose du revêtement définitif. Les boulons sont donc mis en place immédiatement au front de taille après l'excavation. Le boulonnage s'accompagne presque toujours d'une coque en béton projeté.

Le soutènement par boulonnage est à l'heure actuelle une méthode largement employée qui a contribué à la réalisation de nombreux grands ouvrages et qui bénéficie beaucoup de son aspect pratique et peu coûteux. La technologie a fortement évolué et des améliorations récentes continuent à la faire progresser, c'est également le cas du dimensionnement de ce soutènement qui repose souvent à des modèles théoriques et numériques.

III.2. Phénomène de décompression du massif:

Au cours de l'excavation d'un tunnel, l'avancement du front de taille provoque une perturbation dans le terrain qui se propage longitudinalement et transversalement en altérant le champ de contrainte préexistant dans le site, autrement dit le milieu dans le quel nous opérons.

Dès lors, le projet et la réalisation d'un tunnel ne peuvent pas se passer de la connaissance de :

- Le milieu à l'intérieur duquel nous opérons.
- L'action que nous accomplissons pour pratiquer l'excavation.
- La réaction attendue à la suite de l'excavation.

A. Le milieu : qui est dans la pratique, le terrain ou on va réaliser le projet (sable, argile et roche). Donc ce milieu étant discontinu, non homogène, anisotrope. En surface, il présente des caractéristiques assez variées, mais qui dépendent exclusivement de sa nature intrinsèque (consistance naturelle). En profondeur, ces caractéristiques se modifient également en fonction de l'importance des contraintes exerçant sur lui (consistance acquise).

B. L'action : s'exprime par l'avancement du front à l'intérieur du milieu. Il s'agit donc d'un phénomène strictement dynamique. Nous pouvons imaginer l'avancement d'un tunnel comme un disque (le front) qui procède à une certaine vitesse V à l'intérieur du massif, laissant derrière lui le vide. Il produit une perturbation longitudinale et aussi transversale dans le milieu qui modifie l'état de contrainte s'exerçant sur lui (figure III.1).

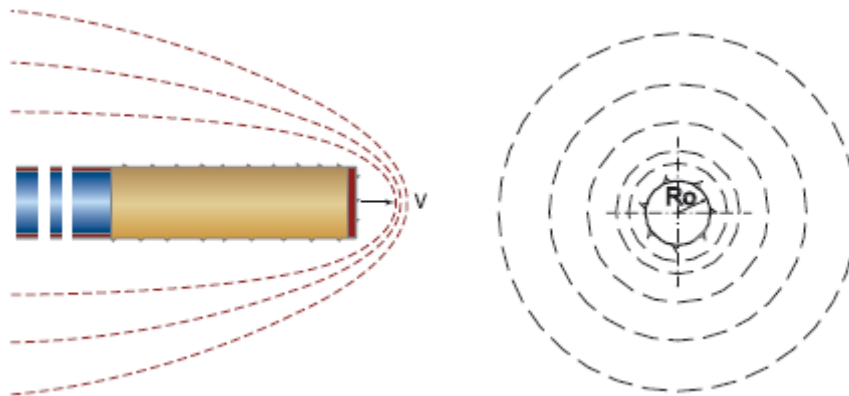


Figure III.1 : Action de l'avancement du front de taille sur le milieu.

A l'intérieur de la zone perturbée, le champ de contrainte préexistant que nous pouvons représenter comme un réseau de lignes de flux qui est dévié par la présence de l'excavation produit des contraintes importantes. Ces contraintes caractérisent dans chaque milieu l'ampleur de la zone perturbée (à l'intérieur de laquelle le terrain subit une chute des caractéristiques géomécaniques et par voie de conséquence une augmentation du volume en fonction de la résistance du massif σ_{gd}). Donc l'ampleur de la zone perturbée à proximité du front de taille est définie par le rayon d'influence du front R_f .

Nous pouvons distinguer trois zones caractéristiques :

- Une zone non perturbée par l'excavation, loin devant le front, où le massif est soumis au champ de contrainte initial.
- Une zone perturbée (ou zone du front de taille), en avant du front et à proximité de celui-ci, limitée par le rayon d'influence du front, où le champ de contrainte est tridimensionnel.
- Une zone de stabilisation, loin derrière le front, où celui-ci n'a plus d'influence et où le champ de contrainte devient plan.

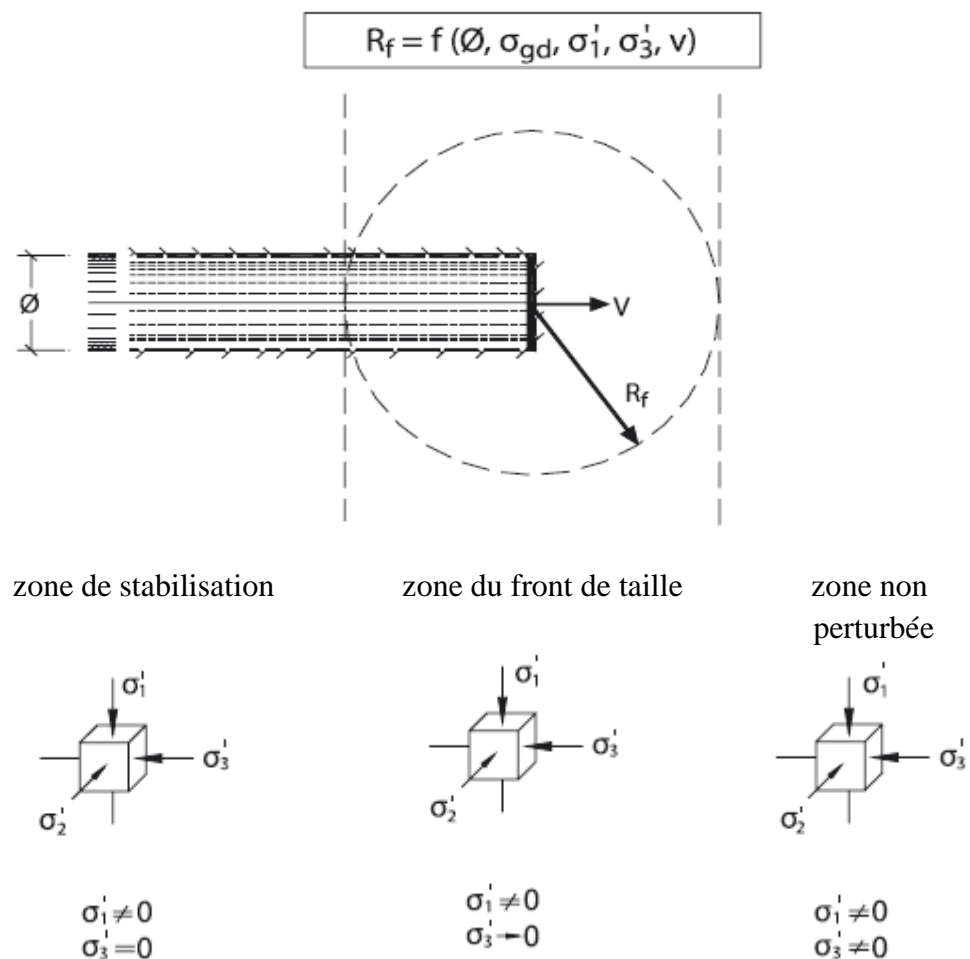


Figure III.2 : Avancement du front de taille et les zone caractéristiques (Lunardi 2008).

C. La réaction : est la réponse en déformation du milieu à l'action d'excavation. Elle se produit dans le cadre de la zone perturbée à la suite des sur tensions qui se sont créées dans le milieu sur le contour de la cavité et se manifeste par des phénomènes d'extrusion sur le front de taille et de convergence sur le contour de la cavité.

On définit le noyau d'avancement comme le prisme de terrain en amont du front de taille. Il s'étend sur une longueur correspondant au rayon d'influence du front soit environ le diamètre

du tunnel. L'arrivée du front de taille modifie le champ de contrainte autour de ce noyau d'avancement en supprimant la contrainte sur le front même (figure III.3).

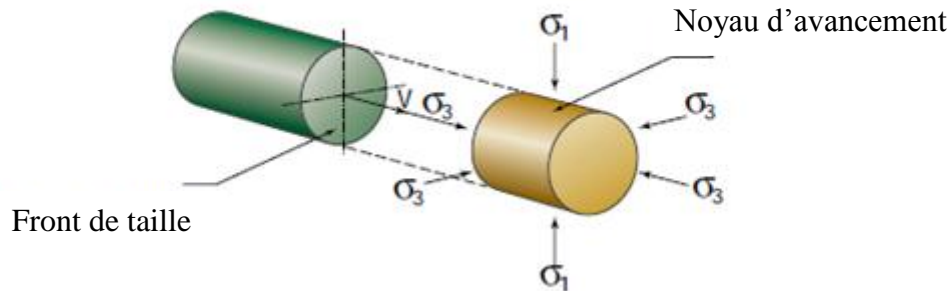


Figure III.3 : Le champ de contrainte autour du noyau d'avancement.

Les déformations créées par l'annulation des contraintes au front peuvent être de différents ordres :

1. Si l'élimination de l'état de contrainte au front ($\sigma_3 = 0$) se fera avec le noyau au front sous contrainte en domaine élastique, la paroi libérée (front de taille) se maintiendra stable avec des déformations limitées et absolument négligeables.

Dans ce cas la canalisation des contraintes sur le contour de la cavité (effet de voûte) se fait par la voie naturelle.

2. Si l'élimination de l'état de contrainte au front ($\sigma_3 = 0$) se fait lorsque le noyau au front est sous contrainte en domaine élastoplastique, la réaction sera importante et la paroi du front de taille se déformera élastoplastiquement vers l'intérieur de la cavité (extrusion) et donnera lieu à une situation de stabilité à court terme. Cela signifie l'amorce d'un phénomène de plastification qui va se propager longitudinalement et radialement à partir du contour de l'excavation et qui produit le déplacement de (l'effet de voûte) plus à l'intérieur du massif. Ce processus ne peut être arrêté qu'à travers la réalisation d'interventions pertinentes de stabilisation de terrain.

3. Si l'élimination de l'état de contrainte au front ($\sigma_3 = 0$) se fait lorsque le noyau au front est sous contrainte en domaine de rupture, le noyau devant le front devient instable et c'est une situation évidemment inacceptable.

Donc les caractéristiques de résistance et de déformabilité du noyau d'avancement jouent un rôle déterminant sur l'apparition et sur l'évolution des phénomènes de déformation (figure III.4).

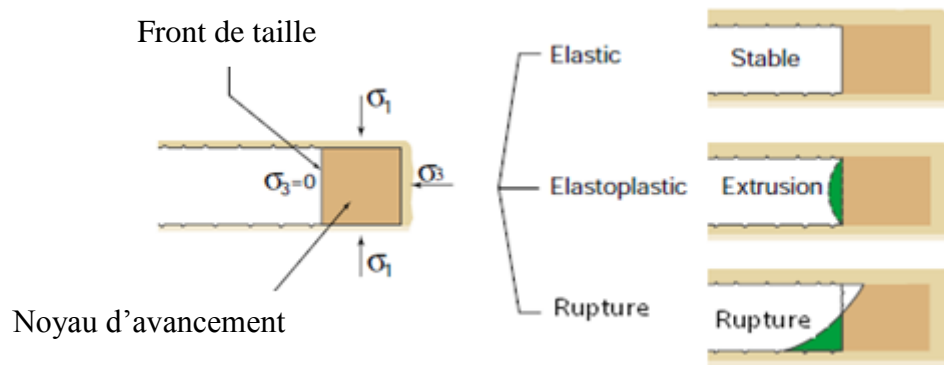


Figure III.4 : Comportement du noyau d'avancement en fonction de l'état de contrainte (Lunardi 2008).

Afin que le noyau d'avancement devienne un instrument fondamental de contrôle et de maître de réponse en déformation, il faut opérer en amont du front des interventions de pré-consolidation exerçant une action que nous appellerons de pré-confinement pour la distinguer de l'action de simple confinement qui agit sur le contour de la cavité en aval du front (figure III.5).

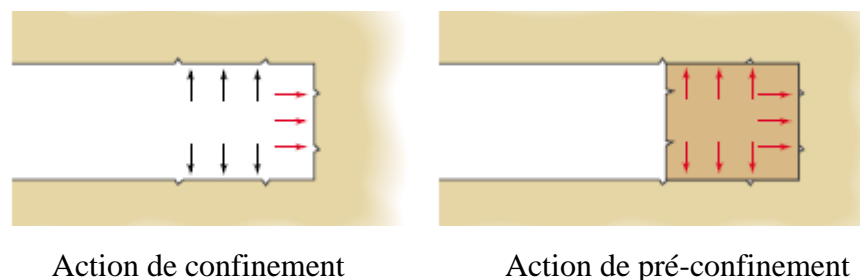


Figure III.5 : Action de confinement et de pré-confinement sur une cavité.

L'action de pré-confinement de la cavité s'oppose à la déformation de la réponse en amont du front. Elle limite donc son évolution en aval et facilite sa règlementation.

Si on donne au noyau une rigidité suffisante, il devient possible de maintenir le terrain à l'intérieur du rayon d'influence du front de taille, essentiellement en domaine élastique, et d'obtenir ainsi des phénomènes de déformation réduits.

Au cours de ces dernières années, la disponibilité des technologies d'excavation et de renforcement a abouti à une véritable révolution dans les tunnels, qui permet à P. Lunardi de proposer une méthode innovante de conception et de construction appelée l'approche **ADECO-RS** (analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols). Dont l'application en Italie [à partir des années quatre vingt] a donné lieu à des résultats exceptionnels voire incroyables.

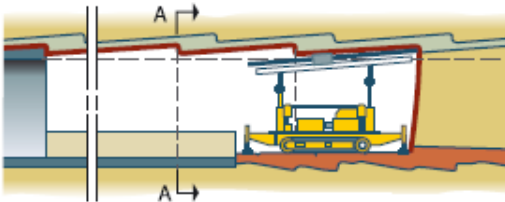
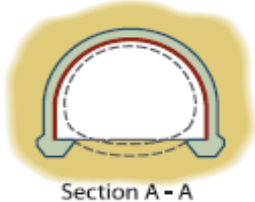
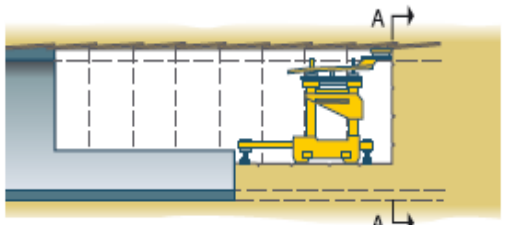

III.3. L'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols

ADECO-RS :

Cette analyse représente une nouvelle procédure de conception et construction dont la qualité s'est définitivement révélée dans les excavations de tunnels dans des conditions de contraintes et déformations difficiles où l'application d'autres méthodes telle que la NATM qui intervient en aval du front, par une simple action de confinement pour réduire la convergence de la cavité (ne tient pas en compte l'extrusion et le pré-confinement).

Donc, Lunardi préconise de mettre au point un élément structural ayant des caractéristiques géomécaniques capables de limiter l'extrusion prématurée du front et l'apparition de zones en déformations plastiques. Ces éléments agissent à l'intérieur du massif en amont du front lorsque celui-ci est encore impliqué par des contraintes de type tridimensionnelles et réalisent l'effet de pré-confinement par :

- Des interventions de conservation directe qui consistent à réaliser un pré-soutènement afin de protéger le contour du noyau, tels que le jet-grouting, le prédécoupage mécanique ou encore la réalisation d'un arc cellulaire.
- Des interventions de conservation indirecte qui consistent à améliorer les caractéristiques du noyau par exemple par congélation ou par mise en place d'inclusion en fibre de verre (FGT ; fibres glass tubes) au noyau.
- Des interventions de conservation mixte qui réunissent à la fois une intervention directe de protection et une intervention de renforcement du noyau, (prédécoupage mécanique + FGT).

Les interventions opérationnelles et leurs actions de pré-confinement au front de taille	
<p>Jet -grouting sous-horizontale</p>   <p>Section A - A</p>	
<p>Prédécoupage mécanique</p>   <p>Section A - A</p>	
<p>Renforcement du noyau par des tubes en fibre de verre (FGT)</p>	

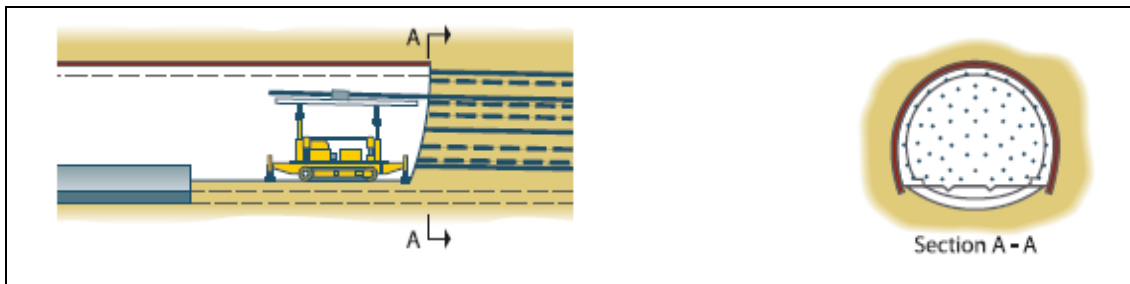


Figure III.6 : Quelques méthodes de renforcement du noyau (Lunardi 2008).

Parmi ces techniques, l'utilisation d'un pré-renforcement à l'aide de tubes en résine renforcée par des fibres de verre qui nous intéresse plus particulièrement dans cette étude.

III.3.1. Les phases particulières de l'approche ADECO-RS :

III.3.1.1. Phase de reconnaissance : identifier les caractéristiques du milieu en termes de mécanique des roches et des sols (étude géologique et géotechnique plus ponctuelle et plus détaillée des terrains concernées par l'excavation de tunnel).

III.3.1.2. Phase de diagnostic : au cours de laquelle, sur la base des éléments recueillis lors de la phase précédente, le concepteur est appelé à faire (théoriquement) des prévisions fiables concernant la réponse en déformation du milieu à l'action de l'excavation sans interventions de stabilité, et on détermine le comportement du milieu (front stable, stable à court terme ou instable).

III.3.1.3. Phase de thérapie :

Choix de l'action de confinement ou de pré-confinement à exercer au front vis-à-vis de la stabilité et de la déformation, au moyen d'une série de contrôle et des mesures in situ et en laboratoire. Pour estimer les pressions et les déformations exercées au front, on fait certaines mesures :

A. Mesure d'extrusion : in situ, on utilise des extrusomètres qui fournissent la déformation longitudinale du front (en vraie grandeur). En laboratoire on utilise un essai d'extrusion en cellule triaxiale qui va permettre de trouver la pression que l'on doit appliquer dans la cavité de l'échantillon pour limiter la déformation axiale de l'échantillon à un niveau donné, et notamment pour éviter une trop forte plastification de ce dernier. Cette pression est alors utilisée, par transposition au tunnel réel, pour dimensionner le boulonnage du front de taille et obtenir l'ordre de grandeur des valeurs d'extrusion au front du tunnel.

B. Relevés topographiques des déplacements absolus du front de taille, à l'aide de mires optiques effectuées ou les travaux d'avancement sont arrêtés.

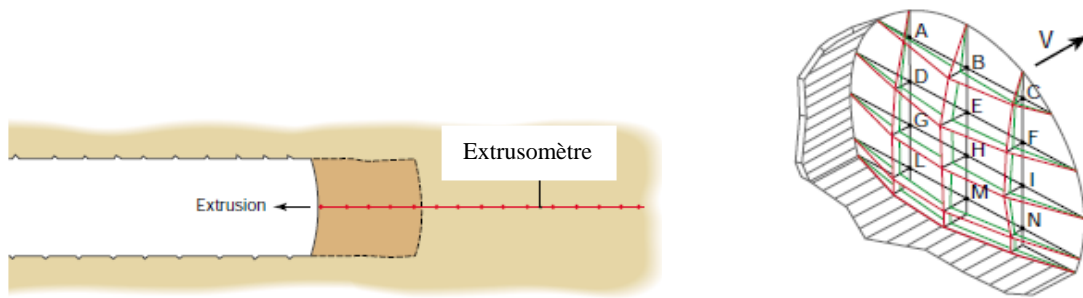


Figure III.7 : Les différentes mesures d'extrusion (Lunardi 2008).

C. Mesure de pré-convergence : on utilise des extensomètres introduits verticalement dans le terrain au niveau de la clef et des flancs du tunnel au cours de construction ou on utilise les mesures expérimentales de l'extrusion (figure III.8).

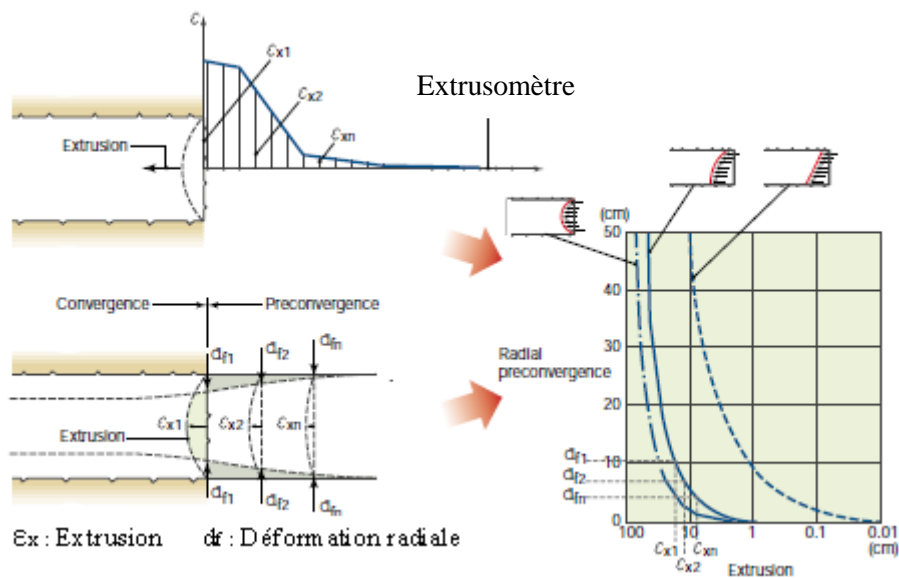


Figure III.8 : Mesure de pré-convergence selon les mesures de l'extrusion.

Naturellement, toutes ces mesures s'accompagnaient toujours des mesures traditionnelles de convergence, et de mesures de contrainte dans les revêtements.

Choix des interventions de confinement et pré-confinement fondé sur les récents progrès en champ technologique, afin d'obtenir la stabilisation complète du tunnel. Nous définissons aussi la composition des sections type longitudinale et transversale (leur dimensionnement et leur efficacité) en utilisant un calcul numérique.

III.3.1.4. Phase opérationnelle : on réalise l'avancement dans le tunnel en mettant en œuvre des soutènements de stabilisation (jet-grouting, fibre de verre...), en les adaptant en termes de confinement et pré-confinement à la réponse réelle en déformation du massif.

III.3.1.5. Phase de vérification : permette de vérifier l'exactitude et la justesse des calculs faits dans la phase de diagnostic et de thérapie par la lecture des phénomènes de déformation

comme réponse du milieu durant l'avancement de l'excavation, et contrôler le tunnel après l'exécution entière.

III.4. Le boulonnage du front de taille :

III.4.1. Histoire du clouage des terres :

Le clouage des sols et des roches est une technique pratique et économique pour le renforcement des sols et des roches en place. Le principe qui consiste à renforcer le terrain autour d'une excavation souterraine à l'aide de barres beaucoup plus raides que le massif environnant est très bien ancien mais l'origine du clouage peut être trouvée aux Etats Unis comme technique de soutènement dans les mines dès (1947). L'extension de cette technique aux terrains de caractéristiques médiocres a conduit à l'utiliser de manière systématique comme soutènement radial, en l'associant au béton projeté (Nouvelle Méthode Autrichienne).

L'idée d'appliquer le boulonnage au front de taille du tunnel s'est développée dans les années 80, et sa première utilisation concerne un des tunnels de la ligne ferroviaire Grande Vitesse Rome-Florence, en Italie (1988). Les boulons utilisés sont en fibre de verre (FGT).

III.4.2. Technique de boulonnage frontal :

Deux matériaux sont utilisés pour la fabrication de boulons ; l'acier et la fibre de verre, le premier étant utilisé pour le boulonnage radial des tunnels alors que le second est associé au boulonnage frontal.

Différents boulons en acier existent suivant leur mode d'ancrage au terrain :

III.4.2.1. Les boulons à ancrage ponctuel sont scellés au terrain seulement à ses extrémités ; Les tiges utilisées sont des tiges lisses dont le diamètre varie entre 16 et 25 mm. La longueur de ces boulons peut varier de 1 à 4 m, exceptionnellement 5 ou 6 m. (ex : fente et coin et coquille d'expansion).

III.4.2.2. Les boulons à ancrage réparti sont scellés au terrain sur toute sa longueur grâce à un coulis de ciment ou de résine, la longueur de ces boulons est comprise entre 1 et 8 m. Il est recommandé d'utiliser des tiges nervurées qui augmentent l'adhérence de la barre à l'intérieur du scellement plutôt que des tiges lisses. Leur diamètre varie entre 16 et 32 mm. Le principal avantage de la résine réside dans son temps de prise compris entre 30 secondes et 5 minutes au lieu des 3 ou 4 heures pour le mortier. Cette différence peut permettre de réduire le déconfinement du terrain qui s'opère avant que le scellement au mortier soit efficace.

III.4.2.3. Les boulons à friction sont constitués d'un tube creux à haute adhérence dans lequel une pression interne (par exemple, injection d'eau pour les boulons expansifs [Swellex]) permet de plaquer le boulon directement contre le terrain.

On s'intéresse ici uniquement aux boulons frontaux en résine de polyester renforcé de fibres de verre (appelés plus couramment boulons en fibre de verre FGT) qui sont à ancrage réparti. Il en existe plusieurs types sur le marché, suivant leur forme. Certains sont constitués d'un

tube nervuré en fibre de verre servant également de tube d'injection du mortier de scellement, alors que d'autres sont constitués d'éléments triangulaire ou rectangulaire en fibre de verre associés à un tube d'injection en PVC (figure III.9). Ces boulons sont utilisés avec la méthode du creusement en pleine ou demi section.

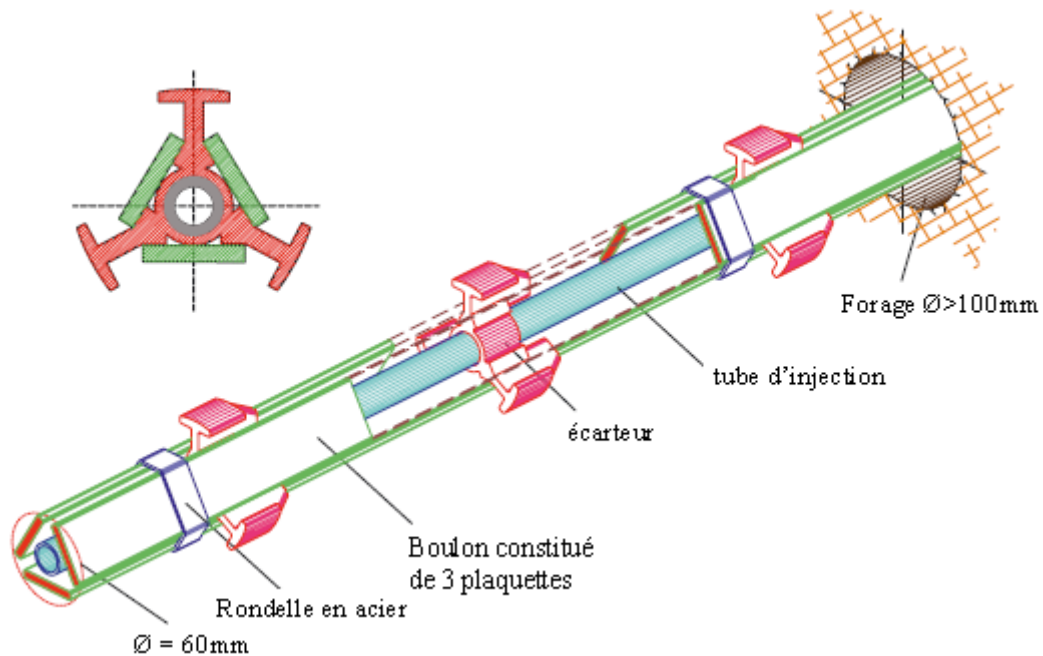


Figure III.9 : Boulons en fibre de verre (Lunardi 2008).

Les différents éléments formant un boulon sont assemblés sur chantier, et leur longueur est généralement comprise entre 10 et 20m. Ils sont placés à l'intérieur d'un forage frontal d'environ 10 cm de diamètre (figure III.10), réalisé à l'aide d'une foreuse puis scellés au terrain par l'injection de mortier de résine ou de mortier de ciment dans le tube d'injection.



Figure III.10 : Pose de boulons en fibre de verre au front de taille.

Remarque :

Les Japonais utilisent depuis une dizaine d'années une méthode qui s'appelle **FIT** (FRP Tube pour Injection), est une technique de pré-confinement qui consiste à renforcer le front de taille par boulonnage frontal utilisant des inclusions tubulaires en **GFRP** (tube d'injection en

polymère renforcé de fibre en verre) scellés dans le terrain par un système d'injection (coulis de ciment).

Cette méthode de renforcement (**FIT**) est utilisée lors de l'excavation du tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest en Algérie avec un creusement séquentiel.

III.4.3. Caractéristiques d'un boulon en fibre de verre :

Les boulons en fibre de verre possèdent une forte anisotropie (résistance au cisaillement six fois moindre que la résistante à la traction), qui permet ainsi d'assurer une destruction facile par les engins d'abattage au fur et à mesure de l'avancement.

Leurs propriétés mécaniques relevées sur quelques exemples sont résumées dans le (tableau III.1).

Caractéristiques	Valeurs			
	San-Vitale, Italie (1995)	Madrid, Espagne	France, Toulon (1995)	Algérie, Tunnel T4
Diamètre externe (mm)	40 à 60	46 à 60	60	76
Diamètre interne (mm)	10 à 40	34 à 40	40	60
Poids spécifique (kg/m^3)	1700			
Module d'élasticité (GPa)	19	30	20	20 à 30
Résistance à la traction (MPa)	600	550	500	600
Allongement à la rupture	2%	1,5%		2%
Résistance à la flexion (MPa)	500			
Résistance au cisaillement (MPa)	95	30		100

Tableau III.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons en fibre de verre.

III.4.3.1. Caractéristiques du scellement :

Les produits de scellement doivent garantir des caractéristiques d'interface suffisamment élevées pour mobiliser l'effort admissible dans un boulon sur quelques mètres au niveau de la liaison sol/coulis ou coulis/boulon. Ils permettent d'assurer le transfert de charge entre le sol et le boulon. Le scellement se fait par injection à travers le tube du boulon.

La résistance au cisaillement est faible, néanmoins le scellement qui constitue une gaine rigide autour du boulon après durcissement apporte une certaine résistance au cisaillement et en flexion supplémentaire qu'il est difficile de quantifier.

III.4.3.2. Mise en place dans le massif :

L'installation d'un boulon nécessite trois opérations qui sont le forage du trou, la pose du boulon et l'injection du scellement qui peuvent être mécanisées.

La continuité du renforcement dans le massif implique une densité de renforcement du noyau. Celle-ci est fonction des performances des boulons, des paramètres géotechniques de

l'ouvrage, des caractéristiques géotechniques du massif et de l'état de contraintes initial dans le terrain. Donc l'impératif de productivité impose des boulons de grande longueur capables de supporter des efforts de tractions élevés afin de limiter le nombre de forages à réaliser.

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

1. Le cycle court : le renouvellement du boulonnage partiel est effectué à chaque passe d'excavation. Ceci correspond à un linéaire de boulons constant et à une densité de renforcement qui décroît à l'avant du front. Les boulons sont pratiquement renouvelés tous les trois mètres.

2. Le cycle long : le renouvellement total du boulonnage est effectué après quelques avancements. Ce qui correspond à un linéaire de boulons qui n'est pas constant et, à une profondeur des boulons qui décroît à l'avancement.

L'intervention au front de taille est plus longue (on renouvelle l'ensemble du boulonnage) (figure III.11).

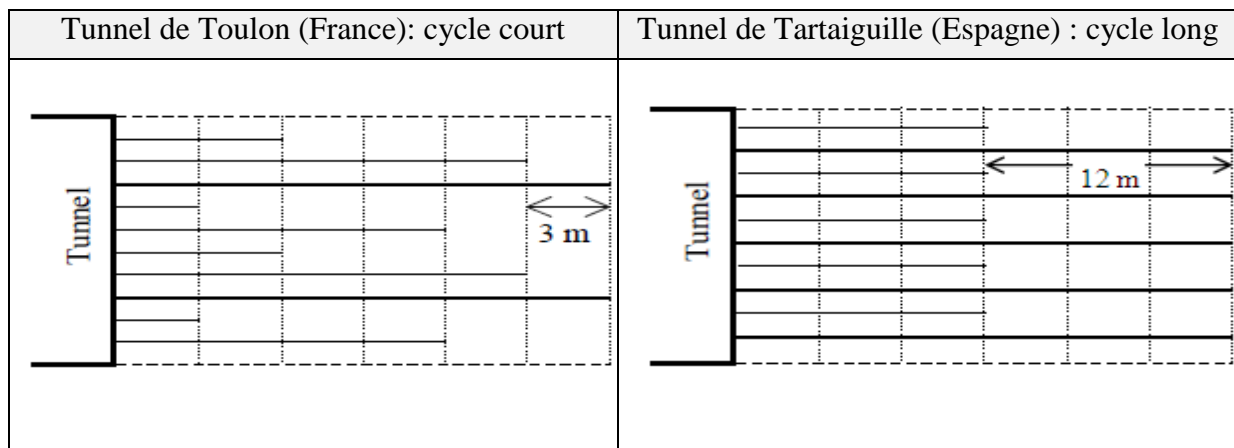


Figure III.11 : Deux types de cycles de boulonnage du front.

III.5. Dimensionnement du boulonnage frontal :

Le boulonnage frontal s'inscrit dans les ouvrages en sol cloué, dont le comportement est un problème complexe à cause des phénomènes d'interaction entre les différents constituants de l'ouvrage (sol, boulons et parement) d'une part et la stabilité globale de l'ouvrage d'autre part. Différentes méthodes de dimensionnement ont déjà été proposées pour les tunnels boulonnés radialement mais très peu pour les tunnels boulonnés longitudinalement.

III.5.1. Approche en stabilité :

III.5.1. A. Analyse type équilibre limite :

Une modélisation simplifiée du front de taille consiste à considérer un talus vertical soumis et tête à un chargement évalué par différentes méthodes empirique (figure III.12). Ces approches donnent le coefficient de sécurité de l'ouvrage vis-à-vis de la rupture mais ne donnent aucune information sur le champ de déformation de l'ouvrage.

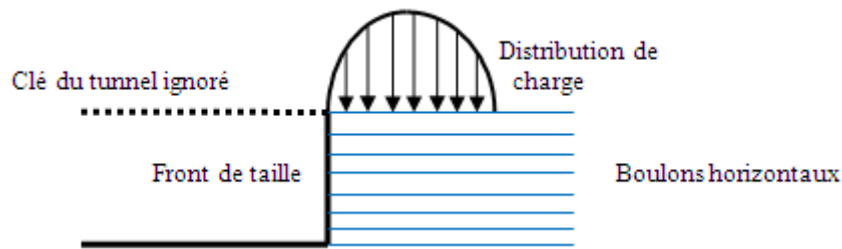


Figure III.12 : Dimensionnement courant du boulonnage frontal.

Ces approches restent très imprécises puisqu'elles s'appuient sur un calcul 2D (largeur infinie) alors que le problème réel est à l'origine tridimensionnel. De plus, cette hypothèse consiste à ne pas prendre en compte le terrain situé au-dessus du toit du tunnel.

III.5.1. B. Calcul à la rupture :

Ces approches visent à vérifier la stabilité globale de l'ouvrage et fournissent un facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture. Le boulonnage est de manière générale pris en compte par sa résistance à la traction et au cisaillement à l'intersection avec la surface de rupture dans le massif. Leca et Panet (1988) ont proposé une approche du calcul à la rupture dans le cas d'un matériau purement cohérent (critère de Tresca) et dans le cas plus complexe d'un critère de Mohr-Coulomb et pour des terrains purement frottant proposé par (Leca et Dormieux, 1990).

Peila (1994), dans une étude numérique tridimensionnelle d'un tunnel à front de taille boulonné, a suggéré qu'une surface de cisaillement ne se développe pas nécessairement et que c'est juste un phénomène d'extrusion du front, comme cela a été confirmé expérimentalement par Broms et Bennermark (1967) et il a conclu qu'une analyse basée sur l'équilibre limite semble être trop simple pour donner des résultats convenables pour le dimensionnement de l'ouvrage.

III.5.2. Approche en déformation :

III.5.2. A. Calcul analytique :

La résolution d'un phénomène complexe de manière analytique nécessite des simplifications importantes et limite ainsi son domaine d'application. Néanmoins les calculs analytiques de part leur rapidité d'exécution permettent de fournir au projeteur des outils efficaces dans de nombreux cas et, permettent d'effectuer des études paramétriques. Rappelons que ces modèles sont basés sur la mécanique des milieux continus et permettent de connaître le champ de déplacement et de contraintes dans le massif modélisé.

III.5.2. B. Approches homogénéisées :

Cette technique consiste à remplacer la structure hétérogène par un milieu homogène équivalent, en prenant en compte l'anisotropie induite par le renforcement aussi bien du point de vue de la déformabilité que de la résistance. Cette approche s'applique aux cas où l'on s'intéresse au comportement global de l'ouvrage et à condition que le renforcement soit

réparti uniformément dans le massif traité, et qu'il soit suffisamment dense pour que le milieu puisse être considéré comme homogène à l'échelle macroscopique. De nombreux auteurs se sont penchés sur la méthode de l'homogénéisation (Muir (1979), Egger (1978), De Buhan et al. (1989), Graso et al. (1991), Pelizza et al. (1994), Bernaud et al. (1995b) et Wong et al (1997)).

On peut citer quelques approches en homogénéisation, qui sont couramment utilisées :

III.5.2. B.1. Amélioration des paramètres d'élasticité et de plasticité anisotropes :

Bernaud et al (1995) et Panet (1995) ont mis en application une approche en homogénéisation par l'amélioration des paramètres d'élasticité et de plasticité anisotropes du matériau équivalent amélioré dans les directions longitudinale (boulonnage au front) et transversale (boulonnage en paroi). En fait, la démarche originale de cette approche a été proposée par Greuell (1993). Dans cette approche, les hypothèses qui sont considérées, sont les suivantes :

- les conditions axisymétriques sont vérifiées (tunnel profond, état de contraintes initial isotrope, massif homogène).
- le comportement du massif non renforcé est décrit par une loi élastoplastique avec critère de Tresca (sol cohérent), caractérisée par un module d'Young E , un coefficient de Poisson ν et une cohésion. Cette approche est appliquée au cas d'un tunnel renforcé radialement et/ou longitudinalement dans le front (Figure III. 13).

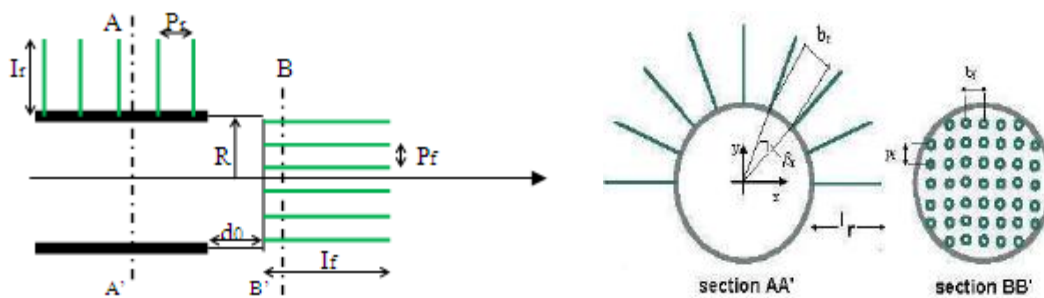


Figure III. 13. Boulonnage radial et frontal des tunnels.

Les modules d'élasticité dans la zone renforcée sont déterminés comme suit dans le cas où seule la rigidité axiale du renforcement est prise en compte :

- Le module d'Young et le coefficient de Poisson dans la direction longitudinale au renforcement sont pris égaux à :

$$E_L = E_S + A_r * E_r \quad \text{et} \quad \nu_L = \nu$$

- Le module d'Young et le coefficient de Poisson dans la direction transversale au renforcement sont pris égaux à :

$$E_T = E_S \frac{(A_r * E_r) + E_S}{(1 - \nu^2) * (A_r * E_r) + E_S} \quad \text{et}$$

$$\nu_T = \nu \frac{(1 + \nu) * (A_r * E_r) + E_S}{(1 - \nu^2) * (A_r * E_r) + E_S}$$

- Les modules de cisaillement sont pris égaux à :

$$G = G_L = G_T = \frac{E_S}{2 * (1 + \nu)}$$

$$\text{Où : } A_r = \frac{\pi * d^2}{4} \frac{1}{(p_r * b_r)} \frac{R}{(R + \frac{L_r}{2})} \quad \text{Pour le boulonnage radial.}$$

$$A_r = \frac{\pi * d^2}{4} \frac{1}{p_f * b_f} \quad \text{Pour le boulonnage au front de taille.}$$

E_S : Le module d'Young de sol.

ν : Le coefficient de Poisson de sol.

E_r : Le module d'Young du renforcement.

d : Le diamètre d'un boulon.

III.5.2. B.2. Homogénéisation simplifiée :

Cette approche a été développée dans le cadre du projet CASTOR et elle a été implantée dans le code CESAR-LCPC. Elle considère une augmentation isotrope du module et de la cohésion du terrain. Ces deux paramètres sont calculés en se plaçant au milieu des boulons. Les valeurs du module et de la cohésion homogénéisée sont alors données par les expressions suivantes :

$$\Delta E = E_r * A_r$$

$$\Delta c = \frac{T_b}{2} * a_r$$

Où :

T_b : La traction admissible du boulon

$$a_r = \frac{1}{p_f * b_f} \quad \text{Pour le boulonnage au front de taille.}$$

III.5.2. B.3. Symétrie cylindrique :

Greuell (1993) cherche à simplifier le boulonnage sans altérer la géométrie du problème et par l'intermédiaire de l'homogénéisation des milieux périodiques réduit le renforcement d'un

tunnel par boulonnage radial à un problème unidimensionnel. La liaison sol/boulon étant supposée parfaite et l'état de contraintes initial isotrope, cette approche est donc valable pour les tunnels à grande profondeur.

Dans le domaine élastique, Greuell aboutit aux mêmes formules que Gerrard (1982) et Romstad (1976) pour les modules d'élasticité dans les directions longitudinales et transversales et les complète en introduisant le fait que la proportion volumique ($\eta = S_r/S$. (S_r : section transversale du renforcement, S : section transversale de la cellule de base)) diminue lorsque l'on s'éloigne de la paroi. L'effet du renforcement se traduit par une amélioration importante du module d'élasticité dans la direction du renforcement.

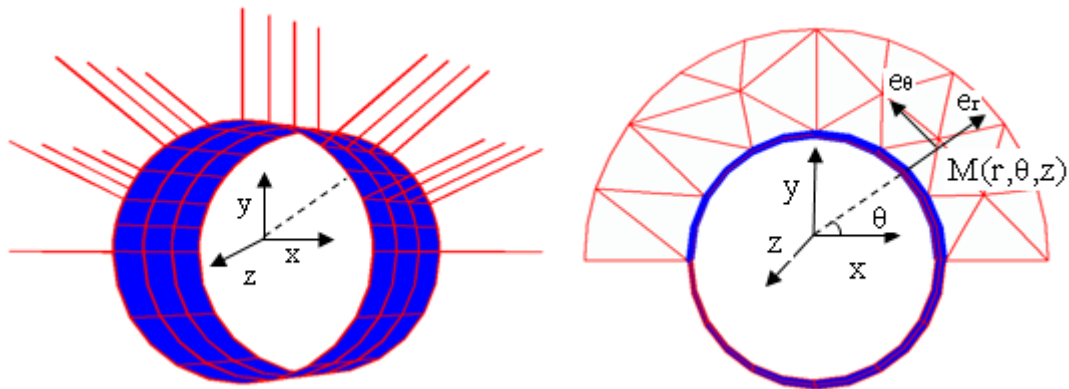


Figure III.14 : Cellule de base du milieu homogénéisé.

Dans le domaine plastique, Greuell suppose que le critère de résistance du milieu homogénéisé est confondu avec son critère de plasticité.

III.5.2. B.4. Approche en symétrie sphérique :

Jassionnesse et Dubois (1996) et Wong et al. (1997) ont aussi écrit explicitement la loi de comportement élastoplastique du massif homogénéisé du front de taille boulonné. Ils ont fait l'hypothèse de champs de déplacement, de contrainte et de déformation sphériques et de boulons de longueur infinie. La solution établie indique l'étendue des zones plastifiées dans le sol et dans les boulons autour du front ainsi que la grandeur de la convergence en paroi. Wong et al. (1997) ont effectué une étude paramétrique, laquelle a conduit à la mise en œuvre d'abaques de pré-dimensionnement du système de boulonnage de front.

III.5.3. Calculs numériques :

Pour la méthode des éléments finis, trois types de modélisation du renforcement par boulonnage des tunnels peuvent être utilisées : des approches simplifiées, l'homogénéisation et la modélisation complète du terrain, des inclusions et leur interaction.

III.5.3.1. Approches simplifiées :

Ces approches ne prennent pas en compte directement le boulonnage, mais tentent de simplifier l'apport de renforcement du boulonnage par l'utilisation d'un paramètre généralement difficile à quantifier. Il est intéressant de noter que les approches existantes sont généralement applicables pour des tunnels à grande profondeur et un champ de contraintes isotrope en configuration axisymétrique. Quatre méthodes principales existent :

- L'augmentation du module élastique du noyau d'avancement.
- L'augmentation de la cohésion du sol dans le noyau.
- L'augmentation de l'angle de frottement et de la cohésion du noyau.
- L'application d'une pression au front de taille.

III.5.3.1. A. Module du sol renforcé :

Lunardi (1989) propose de prendre en compte l'effet des éléments de renforcement comme une augmentation du module de déformation du noyau (reliant cette valeur au nombre de boulons, à la cohésion et à l'angle de frottement du massif de sol.

III.5.3.1. B. Cohésion renforcée :

Les études de Muir (1979), Egger (1978), de Buhan et al. (1989), Graso et al. (1991), Pelizza et al. (1994) se sont intéressées également à déterminer l'apport du renforcement en termes de résistance. Elles ont conclu que la résistance à la traction du renforcement donne au matériau composite une cohésion augmentée en fonction de la cohésion du terrain et de la résistance à la traction des inclusions, provenant de la mobilisation du frottement entre le sol et le renforcement. On peut citer une approche qui a été proposée par Egger (1978). Cette approche se traduit dans le plan de Mohr-Coulomb par le schéma présenté sur la Figure (III. 14) :

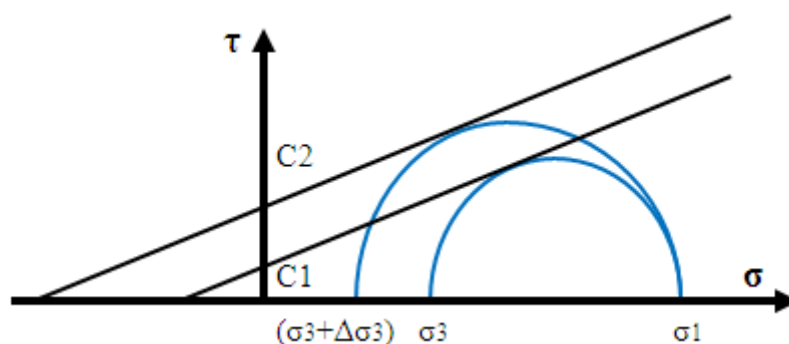


Figure III. 14. La présence des boulons dans le plan de Mohr-Coulomb.

Si l'on appelle c la cohésion initiale du terrain, l'apport des boulons aboutit à une cohésion améliorée : $c' = c + \Delta c$. Le critère de Mohr-Coulomb s'écrit :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi - c \cos \varphi = 0$$

L'action des boulons est prise en compte sous la forme d'une contrainte de confinement supplémentaire (Figure III. 14). Le critère devient alors :

$$\frac{\sigma_1 - (\sigma_3 + \Delta\sigma_3)}{2} - \frac{\sigma_1 + (\sigma_3 + \Delta\sigma_3)}{2} \sin\varphi - c' \cos\varphi = 0$$

La translation du critère vers le haut se traduit par une augmentation de la cohésion qui est définie par :

$$\Delta c = \frac{1 + \sin\varphi}{2 * \cos\varphi} * \Delta\sigma_3$$

$\Delta\sigma_3$: est calculé à partir de la valeur minimale entre la résistance à la traction et la résistance à l'arrachement du boulon.

$$\Delta\sigma_3 = \min(R_{\text{traction}}, R_{\text{arrachement}}) * a_r$$

$$a_r = \frac{1}{p_f * b_f} \quad \text{Pour le boulonnage au front de taille.}$$

$$a_r = \frac{1}{(p_r * b_r) \left(R + \frac{l_r}{2}\right)} \quad \text{Pour le boulonnage radial.}$$

Grasso et al. (1991) ont proposé une approche similaire en utilisant l'amélioration fictive de la cohésion qui est définie par la relation suivante :

$$\Delta c = \frac{\Delta\sigma_3}{2} * \tan\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\text{Où} \quad \Delta\sigma_3 = \frac{n * T_b}{S}$$

n : est le nombre de boulons.

S : est la surface représentative d'une section de tunnel boulonné.

T_b : est la traction admissible du boulon.

Dans cette approche, l'effet des boulons se traduit uniquement sur la cohésion du terrain et néglige totalement leur contribution dans les zones de terrain dont le comportement est élastique. On fait donc l'hypothèse que l'influence des boulons dans la zone élastique est négligeable.

III.5.3.1. C. Modèle d'Indraratna :

Indraratna & Kaiser (1988, 1990) ont réalisé des calculs axisymétriques en simulant la roche renforcée avec des propriétés géo-mécaniques améliorées (C_{renf} et φ_{renf}). Ces caractéristiques sont reliées à la densité de boulonnage par le coefficient β où :

$$\beta = \frac{\pi * d * \lambda * a}{S_L * S_T}$$

Avec :

d : diamètre du boulon.

λ : coefficient de frottement entre la sol et la roche.

a : rayon du tunnel.

S_L et S_T : qui représentent respectivement la distance longitudinale et transversale entre les boulons.

Les deux propriétés géo-mécaniques améliorées sont définies de la manière suivante :

$$\sin\varphi_{\text{renf}} = \frac{\beta(1 + \sin\varphi) + 2\sin\varphi}{\beta(1 + \sin\varphi) + 2}$$

$$c_{\text{renf}} = \frac{2c \cdot \cos\varphi(1 - \sin\varphi_{\text{renf}})(1 + \beta)}{2\cos\varphi_{\text{renf}}(1 - \sin\varphi)}$$

III.5.3.1. D. Pression appliquée au front de taille :

Une autre approche proposée par Peila (1994) consiste à prendre en compte l'apport du renforcement par une pression exercée au front de taille. Cette pression est égale à la somme des efforts dans les boulons ramenée à la surface du front, l'effort étant pris comme égal à la valeur inférieure de la résistance à la traction ou à l'arrachement du boulon.

$$P_{\text{renf}} = \min \left\{ \frac{nA\sigma_{\text{adm}}}{S}, \frac{nS_l\tau_{\text{adm}}}{S} \right\}$$

Avec :

n : nombre de boulons.

A : section d'un boulon.

σ_{adm} : contrainte maximale admissible en traction dans un boulon.

S : surface excavée.

τ_{adm} : contrainte maximale de cisaillement admissible à l'interface boulon/terrain.

S_l : surface latérale totale d'ancrage.

Pour les tunnels profonds, Peila (1996) aboutit à une bonne correspondance entre le calcul numérique (3D axisymétrique) et les résultats expérimentaux en prenant en compte pour la force dans les boulons la résistance à la traction.

III.5.3.2. Homogénéisation :

De nombreux auteurs se sont intéressés à la mise en œuvre d'un module d'homogénéisation dans un code de calcul. Bernaud (1995) a développé un module homogénéisé en déformations

planes dans un code de calcul éléments finis prenant en compte le sol de manière élastoplastique et la liaison sol /renforcement en adhérence parfaite. Ceci permet de prendre en compte en configuration axisymétrique du boulonnage radial et frontal.

Certains auteurs ont introduit concernant l'adhérence parfaite entre la matrice du milieu renforcé et les éléments de renforcement une possibilité éventuelle de glissement entre ces deux matériaux.

Hermann et Al Yassin (1978) sur la base d'un code de calcul aux éléments finis ont pris en compte un déplacement relatif à l'interface du milieu. Ils ont ensuite effectué une comparaison avec un modèle où les inclusions sont discrétisées, pour aboutir à des résultats identiques.

L'intérêt principal de la mise en œuvre d'un module d'homogénéisation réside dans le fait que l'on puisse prendre en compte, dans une configuration axisymétrique, le boulonnage frontal et radial ce qui permet d'éviter le recours au calcul 3D. Ceci rend les études possibles vu le faible temps de résolution d'une telle approche.

III.5.3.3. Approches prenant en compte la modélisation complète du terrain et du renforcement :

Dans cette technique, les deux composants (terrain et boulons) sont discrétisées puis assemblées par l'intermédiaire d'éléments d'interface. Les boulons peuvent être soit représentés par des éléments de massif, soit par des éléments barre. Les apports de ces approches sont multiples car elles permettent notamment la prise en compte du déplacement relatif sol/boulon par l'intermédiaire d'éléments d'interface et le calcul des efforts dans le renforcement. L'utilisation de ces méthodes contribue à une meilleure estimation de la contribution du renforcement à la limitation des déformations puisqu'elles sont les plus aptes à modéliser la complexité des phénomènes en jeu.

Deux types d'analyses sont possible : en déformation planes ou en configuration 3D.

III.5.3.3. A. Modèles en déformations planes :

Un calcul en déformation planes n'est à priori acceptable que pour des éléments de renforcement bidimensionnels (nappe géotextile, plaque métallique) qui sont continus dans leur plan. Dans le cas de renforcement de type boulons, les nappes de renforcement discontinues dans un plan horizontal sont prises en compte comme des éléments continus de type plaque ou coque.

Deux méthodes en déformations planes existent pour modéliser les massifs renforcés par des boulons :

La première consiste à remplacer une nappe discontinue de boulons par une nappe continue, dont les propriétés macroscopiques sont équivalentes à celle de la nappe réelle. Si on étudie une section verticale passant par une rangée de boulons, méthode a deux inconvénients :

- La continuité des déformations et des contraintes entre les points situés de part et d'autre de la nappe n'est pas assurée.
- Les mouvements du sol sont orientés par la plaque. Le résultat est d'autant plus erroné que les plaques sont inclinées.

La deuxième consiste à étudier la section verticale où la continuité du sol n'est pas rompue en modélisant l'influence des boulons sur cette section de sol. Deux méthodes ont été proposées :

. La première méthode (slipping strip analysis) présentée par Naylor (1978) est basée sur l'étude d'une section verticale à mi distance entre deux rangées verticales de renforcements.

L'interaction entre le sol et la rangée verticale de boulons est modélisée par une zone verticale d'interface cette méthode revient à placer les renforcements hors de la section de sol étudiée et à utiliser une sorte de fonction de transfert de charge pour modéliser l'interaction entre le sol et les boulons. Cette méthode conserve la continuité verticale du sol.

. La seconde méthode est proposée par Unterreiner (1994) qui considère qu'il n'est pas nécessaire d'introduire une zone verticale continue d'interfaces mais qu'il suffit de modéliser l'interaction entre la section de verticale de sol et chaque boulon par une fonction de transfert de charge. Celle-ci doit être calculée de manière appropriée ou mesurée à partir d'essais d'arrachement sur massif.

A l'heure actuelle, certains programmes comme FLAC raisonnent en termes de fonctions de transfert de charge entre le sol et les boulons. D'autres programmes de calcul comme CESAR ou PLAXIS ne permettent pas de travailler avec des fonctions de transfert de charge. Il convient d'utiliser la méthode de la plaque équivalente avec les valeurs des paramètres appropriées qui sont difficiles à mesurer.

La modélisation des boulons la plus simple et la plus pratique par éléments finis consiste à utiliser des éléments barres. Les boulons sont représentés par des éléments linéaires bidimensionnels qui se placent sur le maillage entre les nœuds correspondant à l'emplacement d'un boulon. L'interface terrain-boulon est alors considérée comme présentant une adhérence parfaite. Ces boulons obéissent à une loi de comportement élastique linéaire. Ils sont définis par deux paramètres : le module d'Young E_r du boulon et la section A du boulon. La force axiale N est alors liée à la déformation ε_r par la relation :

$$N = E_r * A * \varepsilon_r$$

Ces éléments barres travaillent uniquement en extension ou compression. Le comportement purement élastique de ces éléments implique de s'assurer après chaque étape de calcul que l'effort normal dans le boulon ne dépasse pas la limite élastique de l'acier.

III.5.3.3. B. Modèles tridimensionnels :

Le calcul 3D semble a priori le plus approprié afin de prendre en compte la complexité du système sol/boulons.

D'après Smith (1992), les modélisations tridimensionnelles sont indispensables à cause des déplacements relatifs importants entre le sol et les boulons dans le cas d'un mur en sol cloué. Dans le cas d'un calcul 3D, il est nécessaire de connaître la loi de comportement locale entre le sol et les boulons avec précision.

Yoo (1999) présente l'étude d'un front de taille renforcé par boulonnage et aboutit aux conclusions que les paramètres importants sont la longueur et le nombre d'inclusions au front et que ces paramètres sont plus influencés par les propriétés géotechniques du massif que par propriétés géométrique (C/D).

III.6. Conclusion :

Le comportement du noyau d'avancement au cours d'excavation joue un rôle très important à la stabilité de tunnel. Lunardi (1993) préconise de donner une rigidité suffisante au front de taille (boulonnage au front), ayant la possibilité de maintenir le terrain à l'intérieur du noyau pour réduire les déformations proviennent de l'excavation.

Plusieurs hauteurs préoccupées du massif renforcé par inclusions linéiques ont remarquées une grande complexité concernant le comportement et la modélisation du sol/boulon, car leurs paramètres et lois d'interactions sont vraiment difficiles à mesurer, donc il faut élaborer une étude longue et minutieuse pour anticiper les déformations du noyau.

Plusieurs approches ont été élaborées pour étudier le comportement du sol renforcé frontalement :

- L'approche de type calcul à la rupture qui visent à déterminer les limites de l'équilibre du massif, mais ne prennent pas en compte le niveau de déformations du massif.
- Les modélisations en déformations qui peuvent prendre en compte directement le sol, les clous et la liaison.

Ces deux approches peuvent conduire, soit à des solutions analytiques, qui supposent toujours des conditions très idéalisées, soit à des approches numériques.

Enfin, la modélisation des boulons par la méthode numérique en utilisant des approches simplifiées peuvent être le meilleur modèle, car elles sont simples à utiliser et en plus elles n'utilisent pas beaucoup d'espace mémoire de calcul (travaillant en 2D).

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons la description du tunnel T4 qui se trouve au Nord-est de la ville de Constantine, et les différentes études et reconnaissances géologique et géotechniques adaptées afin de déterminer les caractéristiques et le comportement de sol, et les méthodes de réalisation et les différents modes de renforcement et surtout les paramètres d'auscultation requis pour le tunnel à court et à long terme.

IV.2. Description générale du tunnel T4 de l'autoroute est-ouest :

Le tunnel T4 s'inscrit dans le cadre de la réalisation de l'Autoroute de l'Unité Maghrébine (AUM) d'environ 7000 km de longueur, traversant l'Algérie d'une longueur de 1200 km.

Le tunnel fait partie de la section 4 de cette autoroute, il traverse Djebel El-Kantour au Nord Est de la ville de Constantine. Le tunnel autoroutier comprend deux tubes pratiquement parallèles d'une longueur totale de 2500m [PK : 229+226,5 jusqu'à 231+725,0 pour tube gauche et PK : 229+216,5 jusqu'à 231+743 pour la droite], ils accommodent un trafic à sens unique sur trois voies (figure IV.1), les tubes sont séparés par un écartement de 22m. Les dimensions de la section transversale de chaque tube autour de la ligne théorique d'excavation est 17,9m de largeur et 13m de hauteur. Un tunnel d'accès de 320m de longueur a été conçu et connecté au tube principal à 811m du Portail Nord, son objectif est d'améliorer l'avancement des travaux en ouvrant deux autres fronts d'attaque au milieu du tunnel tout en excavant vers le Portail Sud, ceci permet de procéder au creusement sur six (06) fronts d'attaques : deux (02) au Portail Nord (NG et ND), deux (02) au milieu du tunnel vers le sud (MGS et MDS) et deux fronts au Portail Sud (SG et SD) [G : gauche , D : droite].

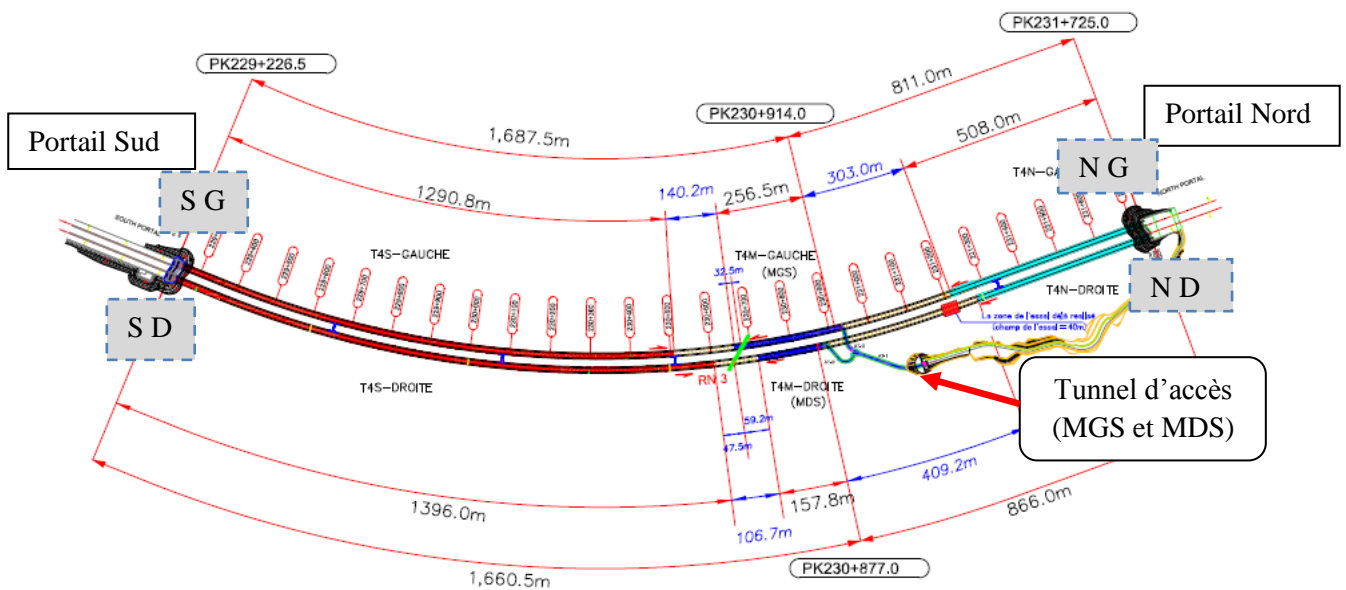


Figure IV.1 : Tracé en plan du Tunnel T4.

IV.3. Conditions géologiques et géotechniques :

L'étude géotechnique et géologique est basée sur les investigations récentes qui comprennent:

- Un relevé géologique, réalisé au 1/2000ème.
- L'établissement d'un profil géologique, au 1/2000ème.
- Une campagne géotechnique sur site incluant 9 sondages carottés, 4 sondages pressiométriques, 6 tubes inclinométriques et 4 piézomètres.
- Une campagne d'essais en laboratoire.
- Un relevé géophysique par la méthode de résistivité électrique (Electrical Resistivity Tomography – Wenner Configuration).

Selon ces investigations, ils constatent que la géologie du massif traversée par le tunnel est essentiellement de l'âge crétacé inférieur (Nappes Telliennes) et se compose de marnes et de calcaires sous forme de blocs fortement pliés et cisailés et des argilites altérées. Ceux-ci sont recouverts par des dépôts du Quaternaire, comprenant des argiles, des limons et des conglomérats. La partie centrale du tunnel T4 passe dans la marne altérée. Cette dernière peut être considérée comme feuilletée, de couleur grise.

Les conglomérats qui surplombent la section intermédiaire du tunnel sont des terrains meubles et n'affectent pas le tunnel. Cependant, il est prévu que le creusement du tunnel soit principalement dans la marne altérée et/ou des argilites (figure IV.2)

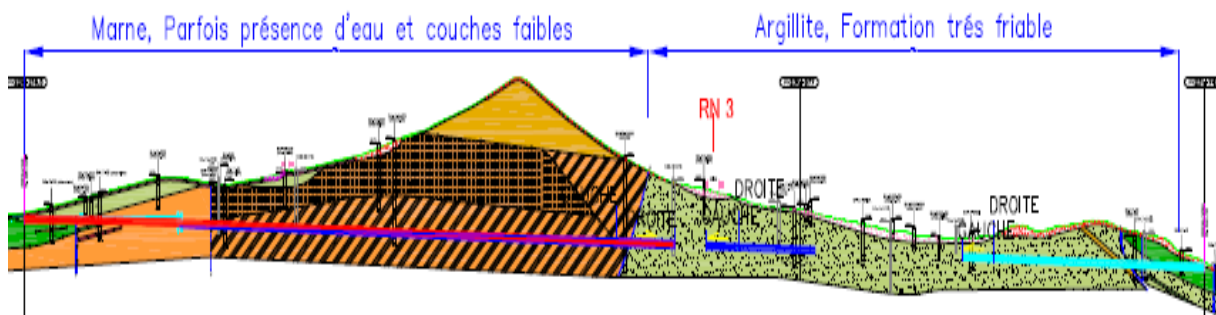


Figure IV.2 : Coupe géologique du Tunnel T4

Les observations faites sur site au niveau des portails Sud et Nord, révèlent des zones pouvant être susceptibles au glissement.

La couverture maximale du tunnel est d'environ 235m et la section la plus critique correspond à la plus faible couverture est 17m.

Remarque :

Des essais chimiques réalisées par diffraction des rayons X montrent que l'argillite est une roche composée principalement de trois types de minéraux : de l'argile (minéraux argileux :

Kaolinite 28% , Illite 15%) gonflants et non gonflants, de (quartz principalement 26%) et des carbonates (calcite principalement 7%).

Pour les propriétés mécaniques, des essais de pressiomètres ont été réalisées pour déterminer le module de déformation de cette roche, ils ont constatés que le module varié de 2 MPa à 8 MPa et la deuxième chose que l'argilite a un comportement différencié c'est-à-dire il perd ces propriétés mécaniques au cours de temps.

IV.4. Conditions hydrologiques :

Les suivis piézométriques et les observations faites sur site ont révélés la présence d'eau à de faibles profondeurs jusqu'à 6m en surface. Il est donc probable qu'une nappe phréatique, relativement élevée, existe sur une grande partie de la longueur du tunnel. Cependant, les marnes sont généralement de faible perméabilité, et donc la quantité prévue d'eau à rencontrer dans le tunnel sera assez faible, à l'exception des zones fracturées et faillées où des venues importantes d'eau auront lieu. On note qu'une source d'eau a été détectée durant l'investigation géotechnique.

D'autre part, les faibles résistivités interprétées par la campagne géophysique confirment qu'une grande partie des marnes traversées par le tunnel T4 sera très proche de la saturation ou saturée.

IV.5. Méthode de réalisation et de soutènement :

Le creusement du tunnel T4 a débuté en 2007 à partir des deux portails " sud et nord ", en opérant sur quatre fronts ce qui nécessite deux différentes installations de chantiers à chaque extrémité du tunnel.

La réalisation s'effectue selon la méthode classique d'excavation en section divisée, car elle offre plus de souplesse d'emploi et d'adaptation, moins coûteuse en termes d'investissement et d'exploitation et mieux adapté si la stabilité du front de taille est insuffisante.

Le soutènement appliqué est principalement composé de boulons radiaux associés avec du béton projeté et des cintres lourds.

IV.5.1. Les principes d'exécution du chantier sont les suivants :

(1). Excavation de la demi-section supérieure (la calotte + stross-1) : environ 125 m² de section est effectuée à l'aide d'une machine à attaque ponctuelle. Le pas d'avancement est environ 0,75m/jours avec mise en œuvre de béton projeté de sécurité 10 cm sur le front.

(2). Soutènement de la demi-section supérieure : le soutènement est installé immédiatement après l'excavation. Le type de soutènement appliqué est : 40cm de béton projeté avec profile d'acier HEB 200 et boulons radiaux.

(3). Excavation de 1,5m du stross-2 pour la réalisation d'un radier temporaire en utilisant 30cm de béton projeté avec 2 treillis soudés ensuite un remblaiement provisoire. La distance entre le front et le début de l'excavation du stross-2 est approximativement de 50 mètres.

(4). La phase (du stross-2 plus le radier) exécutée comme suit :

- Déblaiement du remblai provisoire.
- Démolition des parois de radier provisoire.
- Excavation jusqu' au niveau de radier définitif à l'aide de pelles hydrauliques équipées ou non d'un brise-roche hydraulique. La distance entre le front et le début de l'excavation est de 100 mètres.

(5). Soutènement de la demi-section inférieure (stross-2 plus le radier) : le soutènement appliqué est identique à la demi-section supérieure sauf le béton projeté appliqué dans le radier additionnel (partie basse) est 30cm d'épaisseur (voir figure IV.3).

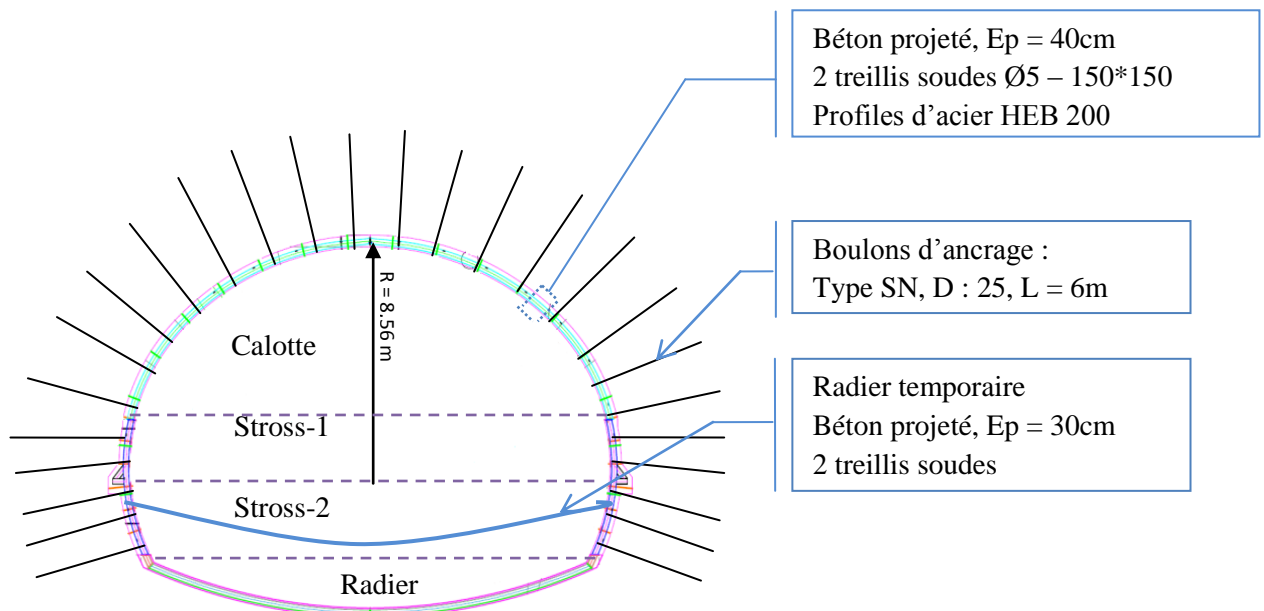


Figure IV.3 : Profil en travers de la méthode en section divisée.

(6). Radier en béton armé : le coulage du radier en béton armé par phases successives, environ 20 à 40 mètres derrière la demi-section inférieure.

(7). Revêtement en béton : Le revêtement du tunnel est constitué d'une coque en béton coulé de 60 cm d'épaisseur réalisé à l'aide d'un coffrage glissant. Le béton est mis en place à l'aide de pompes à béton.

Remarque :

La réalisation du radier temporaire n'est pas toujours applicable, mais seulement pour certaine section (ex : mauvais sol).

IV.6. Processus de renforcement du tunnel T4 :

Lors du creusement du tunnel, l'utilisation d'un seul système de soutènement par confinement (cintres, boulons, bétons projeté) est insuffisant, car les perturbations du massif ont créé des déplacements et des déformations du sol qui peuvent affecter la stabilité de l'ensemble.

L'importance de ces tassements et déformations est en relation avec les conditions géologiques et hydrologiques. A titre d'exemple ;

Pour le portail nord, on remarque que les déformations sont petites jusqu'à 435m d'excavation [PK : 231+290], après celui-ci le changement de la nature géologique du terrain traversé, de marnes saines aux argilites peu friables a engendré des déformations plus importantes allant jusqu'à 70cm dans quelques points. Donc pour atténuer ces déformations, il a été décidé d'utiliser la méthode **AGF** «voûte parapluie» comme pré-soutènement en avant du front de taille.

Après un avancement d'une trentaine de mètres au niveau des tubes principaux, il a été constaté encore l'accélération des déformations à l'intérieur du tunnel plus un éboulement survenu au niveau du front d'attaque. La situation est devenue critique et nécessite le recours à d'autres solutions de renforcement plus avancées afin de remédier au problème d'instabilité et assurer un environnement de travail plus sécuritaire. Pour cela, le groupe technique a opté pour l'utilisation de la méthode **FIT** ou (**ADECO.RS**) qui est adaptée aux terrains ayant des caractéristiques très médiocres, friables et hétérogènes (figure IV.4).

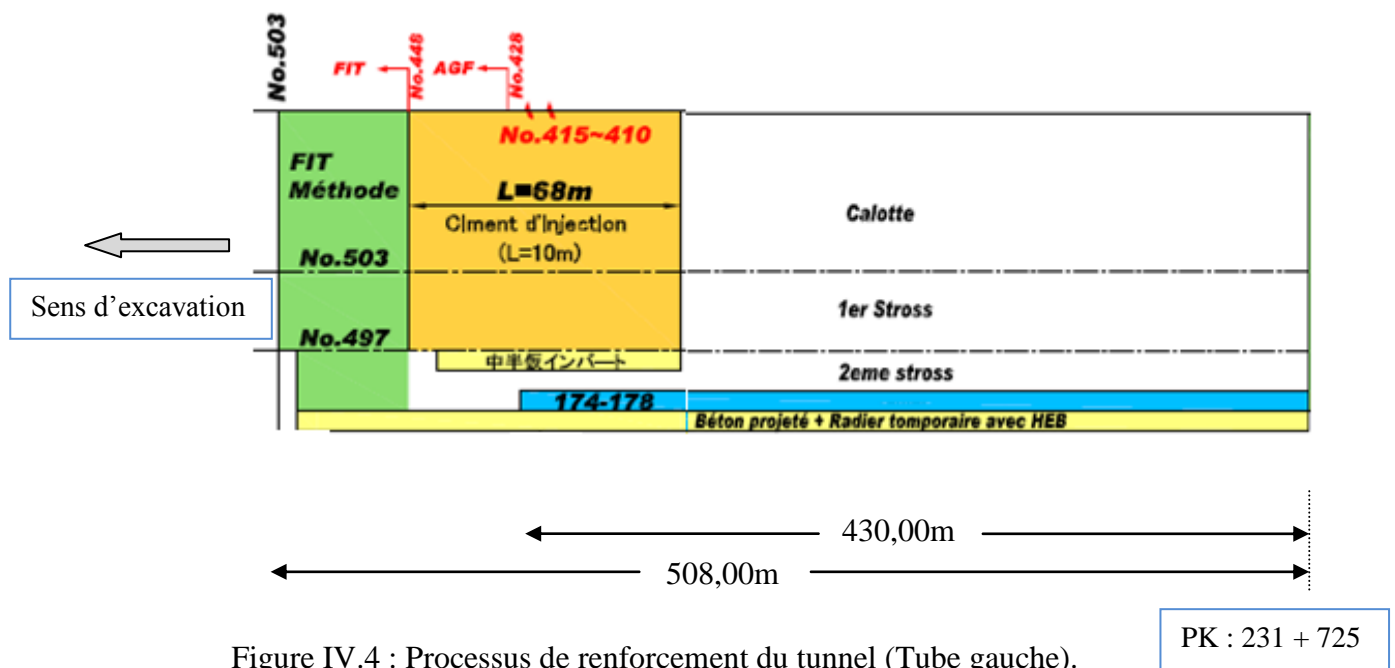


Figure IV.4 : Processus de renforcement du tunnel (Tube gauche).

PK : 231 + 725

La méthode **AGF** consiste à mettre en place des barres longitudinales, légèrement inclinée vers le haut (10°) pour limiter les décompressions et protéger le sol d'éventuelle rupture sur

toute la section d'excavation. Ils sont appliqués sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence avec une longueur égale 12,25m et une zone de consolidation de 50cm de diamètre.

La longueur de chaque creusement est égale 9m, c'est-à-dire après 9m d'excavation on place un autre groupe de tubes (figure IV.5).

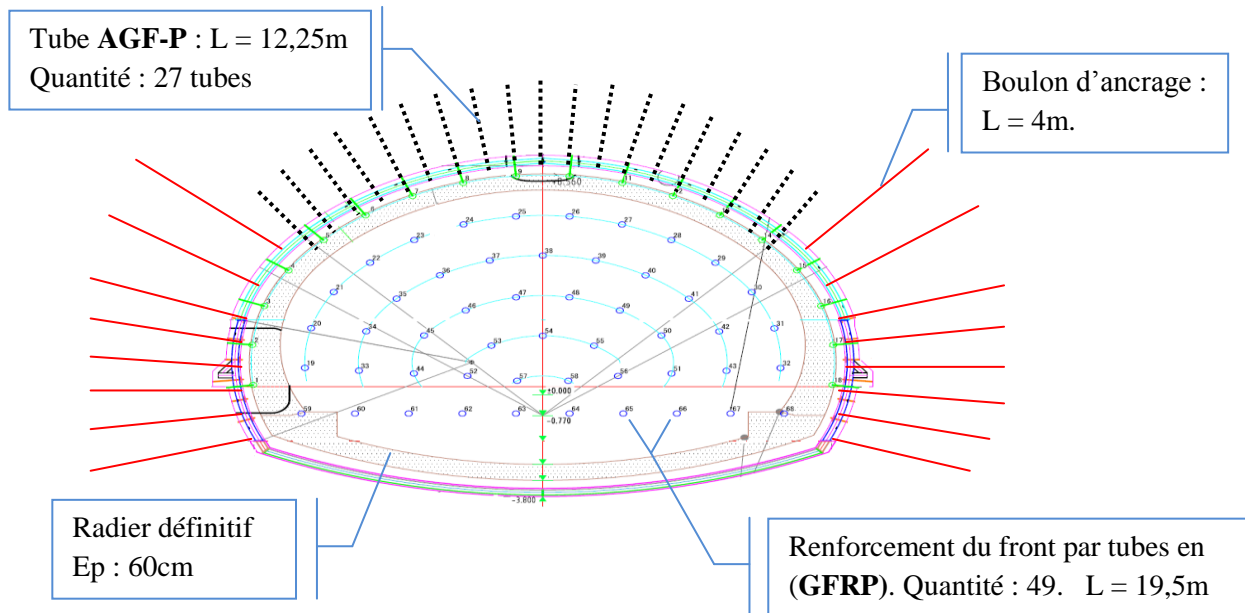


Figure IV.5 : Les types de renforcement du tunnel T4.

IV.7. Le comportement différé (le fluage) :

Les roches ou les sols, peuvent présenter des évolutions de déformations à long terme en fonction de temps. Cette évolution des déformations se manifeste lors de différents phénomènes d'origine mécanique, hydraulique, chimique et/ou thermique tels que (la consolidation, le gonflement, le fluage, le vieillissement).

La consolidation est un phénomène élasto-plastique, différé dans le temps dont la durée dépend de la perméabilité du matériau. Elle prend fin lorsque la pression interstitielle retrouve sa valeur initiale. Parfois, le tassement ne se stabilise pas et continue au - delà de la fin supposée de la consolidation primaire : il s'agit alors de tassement à long terme et ce phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage. Ces tassements peuvent avoir des conséquences importantes sur l'ouvrage plusieurs décennies après la fin de sa construction. Le phénomène de fluage mérite donc d'être étudié avec précision pour palier à ces éventuels problèmes.

Le fluage des sols est dû aux propriétés visqueuses de l'assemblage des particules minérales, entourées d'eau adsorbée qui forme le squelette intergranulaire. Il apparaît avec évidence au cours de la consolidation secondaire : les contraintes effectives étant constantes, au moins dans la direction axiale, la déformation se poursuit dans le temps. La première fonction d'un

modèle mathématique du fluage est d'établir une relation entre cette déformation, la contrainte constante et le temps. Mais la viscosité du squelette intervient quel que soit le régime de chargement. Elle influe, aussi sur le développement de la consolidation hydrodynamique, au cours de laquelle les contraintes effectives croissent lentement, ou sur la déformation d'un sol de fondation progressivement chargé par un tunnel en construction.

Dans ce cas, le comportement différé des tunnels peut produire plusieurs types d'effets différés, par exemple : une augmentation de la contrainte en fonction du temps pour le soutènement, ou une évolution des déplacements radiaux de la paroi du tunnel et un tassement à la surface pour le massif. Cet effet est très important et on ne peut pas le négliger. Dans certains cas la déformation différée peut atteindre jusqu'à 70% de la déformation totale Rousset (1988).

Les moyens mis en œuvre actuellement de manière courante pour la surveillance de tunnels pendant les travaux et à long terme sont les auscultations.

IV.8. Auscultation du tunnel T4 :

L'objectif premier de l'auscultation est de maîtriser les risques d'instabilité ou de tassements à court terme et garantir la pérennité de l'ouvrage à long terme, d'où il résulte presque toujours les priorités suivantes :

1. L'évolution des déplacements en souterrain et en surface.
2. Contrôle de l'état de contrainte (à partir des déformations).
3. Suivi les conditions hydrauliques.

On représente ci-dessous quelques mesures d'auscultation acquise du point kilométrique [231+253] et [231+218,5] qui se trouvent dans le portail nord gauche (zone de faible couverture) lors de l'utilisation de la méthode FIT, pour avoir une idée de l'évolution de ces paramètres au cours de temps.

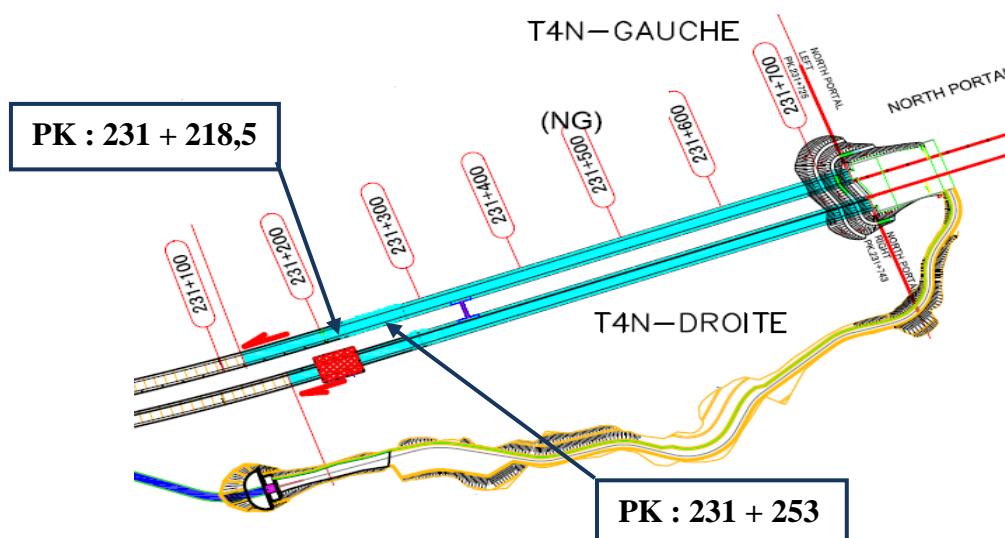


Figure IV.6 : Vue en plan de PK : (231 + 253) et (231 + 218,5).

IV.8.1. Les paramètres à mesurer :

L'importance relative des divers paramètres à mesurer varie selon le type d'ouvrage, la méthode d'exécution et la nature du terrain ; ainsi, l'état de contrainte dans le terrain et les tassements en surface.

Les paramètres qu'ils sont en général les plus importants de mesurer :

IV.8.1.1. Paramètres géométriques :

- Tassement et rotation en surface.
- Déplacement en forage.
- Convergence de la paroi.
- Déformation du revêtement définitif.
- L'extrusion.

IV.8.1.1.A. Tassement et rotation en surface :

Les mouvements provoqués en surface par les travaux souterrains peuvent être mesurés soit par :

Des mesures topographiques (ou optiques) ; qui relèvent la position de repères passifs fixés sur les structures en utilisant un nivellement topographique classique. L'automatisation récente des appareils de mesure leur permet désormais de relever un très grand nombre de points.

Des mesures de mouvements ponctuels par des capteurs fixés sur les structures et reliés à une centrale d'acquisition ; elles permettent de suivre des variations de niveau (téléniveau hydraulique) ou des rotations (électro-nivelle).

Pour ces types de mesure, il importe de bien veiller à la qualité du support des capteurs et leur fixation.

IV.8.1.1.B. Déplacement en forage :

La mesure des mouvements (déplacements) à l'intérieur du massif au voisinage d'ouvrages souterrains nécessite de disposer de forages. Ceux-ci sont équipés de bagues ou de tubes spéciaux scellés au terrain dont ils suivent les mouvements ; on mesure alors les déplacements de ces bagues par les manières suivantes :

Soit en ramenant les translations vers la tête du forage où elles sont mesurées par le biais de tiges rigides, comme dans les extensomètres manuels à tige ou (à tige avec capteurs).

Soit en mesurant directement les mouvements en profondeur grâce à des capteurs fixés (extensomètre à capteurs inductifs et chaîne inclinométrique en place).

IV.8.1.1.C. Convergence de la paroi :

Les convergences que subissent les parois d'un ouvrage souterrain sont mesurées en utilisant les méthodes suivantes :

Les mesures topographiques optiques sur repères fixés à la paroi, se sont imposées grâce aux progrès des appareils de haute précision (tachéomètres électrique ou théodolites), avec les quels on vise des cibles réfléchissantes scellées à la paroi. La mesure des distances et des angles permet alors de calculer la position XYZ de tous les points visés par rapport à un point de référence fixe.

Les mesures classiques de convergence en utilisant un distancemètre à fil invar, qui est plus précis mais malcommodes à exécuter des ouvrages sous circulation.

La figure suivante représente la convergence et le tassement calculé du point (231+253).

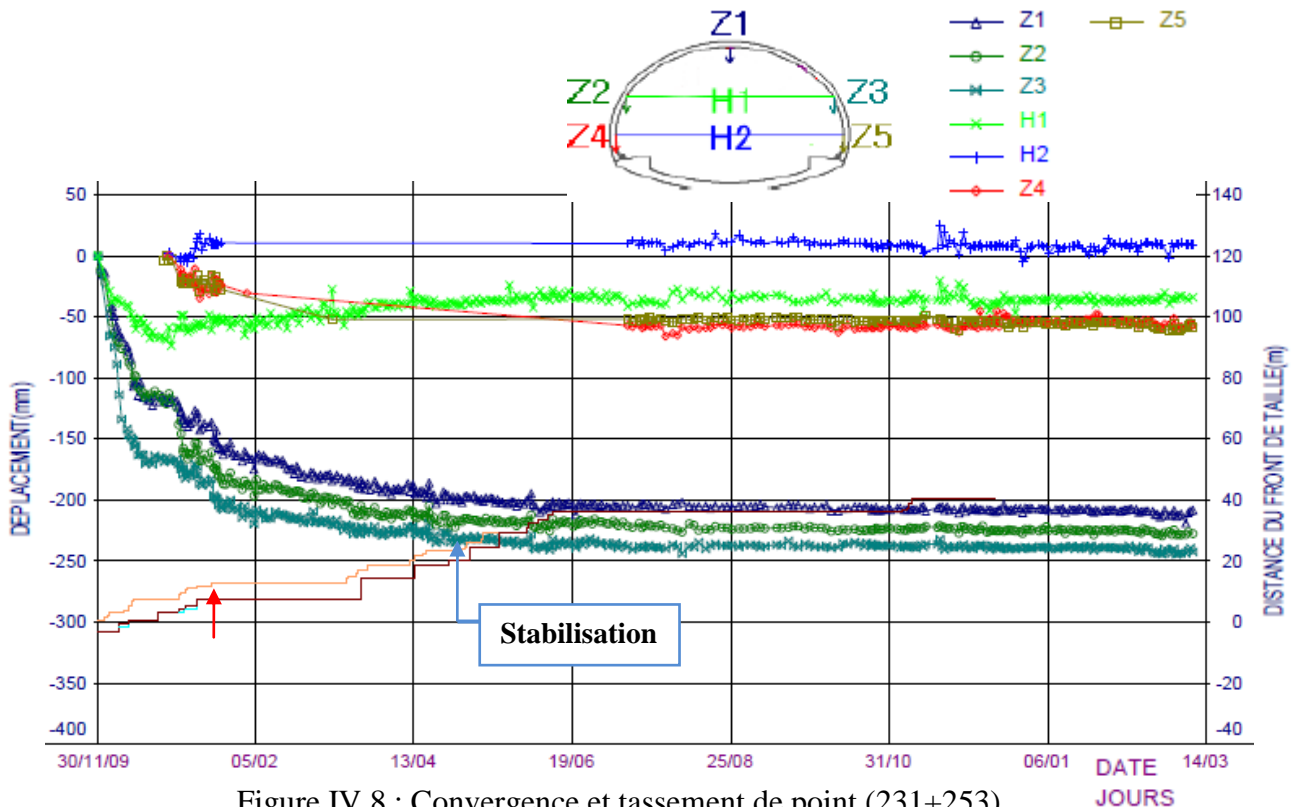


Figure IV.8 : Convergence et tassement de point (231+253).

Les mesures effectuées au niveau de ce point montrent que le tassement Z1 a atteint 15cm après 10m d'excavation. A cette raison les travaux se sont arrêtés (flèche rouge) presque 2 mois pour renforcer le front, puis l'excavation débute et le tassement se stabilise à 20cm.

IV.8.1.1.D. Déformation du revêtement définitif :

Se sont mesurées à l'aide d'un extensomètre à corde vibrante ; c'est un appareil très courant pour mesurer les efforts dans les cintre (sur lequel l'extensomètre est soudé), ou au sein d'une voûte en béton coffré. La déformation de l'extensomètre est mesurée par l'intermédiaire de la variation de fréquence de résonance d'une corde vibrante.

IV.8.1.1.E. L'extrusion :

On utilise des extrusomètres qui fournissent la déformation longitudinale du front (en vraie grandeur).

IV.8.2. Paramètres mécaniques :

- Force (tirant, boulon, pied de cintre...).
- Contrainte dans le terrain.
- Contrainte dans le soutènement et le revêtement.

IV.8.2.1. Force (tirant, boulon, pied de cintre...) :

La mesure des efforts au sein ou à l'extrémité d'éléments de soutènement (cintres ou boulons le plus souvent) peuvent être bien maîtrisés sur les tunnels et donnent des résultats dont l'incertitude est connue. Parmi les appareils utilisés le dynamomètre, il est utilisé pour suivre la tension d'un tirant ou d'un boulon (donc la pression qu'il exerce sur sa plaque d'appui). Le principe de mesure est plus souvent la mesure directe de la pression engendrée par cette force, au moyen de capteurs variés : à corde vibrante, à conte pression, à jauge électrique.

On peut aussi utiliser des jauges de contraintes sur corps en acier ou des extensomètres à corde vibrante.

La figure suivante représente les forces dans les boulons pour le point kilométrique (231+218,5).

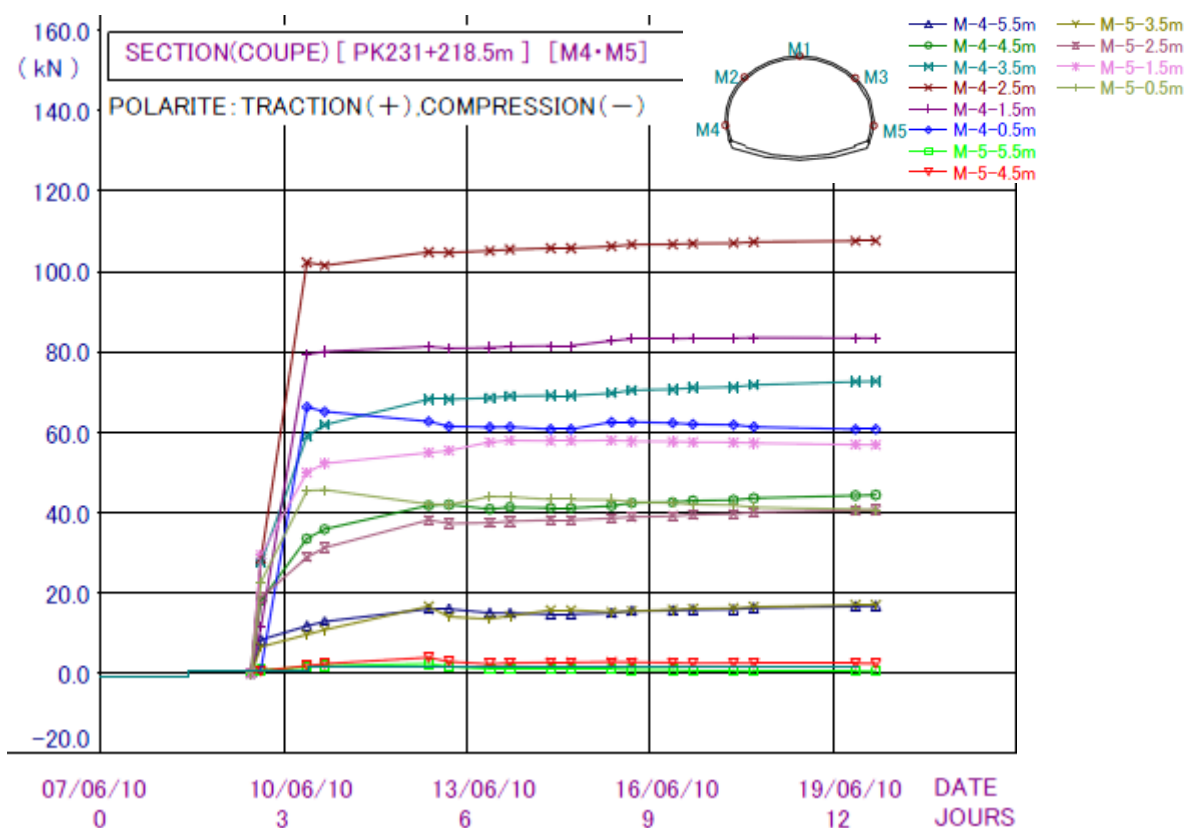


Figure IV.9 : Forces dans les boulons pour le point (231+218,5).

On remarque qu'après trois jours de creusement les forces parviennent à 100 KN pour le boulon M4 et 60 KN pour M5 (ce sont des forces de traction) ça veut dire il y a un déplacement horizontale en M4 plus grand que M5.

IV.8.2.2. Contraintes dans le massif ou le soutènement :

Les contraintes dans le massif ou le soutènement sont mesurées par les appareils suivants :

- ⇒ Cellule hydraulique de pression totale.
- ⇒ Mesure de contraintes par surcarottage.
- ⇒ Mesure des contraintes au Borehole-slotter.
- ⇒ Mesure des contraintes au vérin plat.

Ces mesures sont toujours difficiles et approximatives avec une application restreinte, à titre d'exemple, la méthode du surcarottage qui est basée sur le relâchement des contraintes dans une carotte lors de son détachement progressif du massif ne donne des résultats incontestables que pour des roches homogènes, isotropes ; tout écart par rapport à ces qualités entraîne des calculs très lourds et des difficultés d'interprétation.



A gauche : Cellule hydraulique de pression totale avec capteur électrique pour mesure de contrainte au contact béton –rocher.

A droite : Double extensomètre à corde vibrante pour mesure des efforts dans un cintre.

Figure IV.10 : Type de cellule hydraulique et double extensomètre.

La figure suivante représente les contraintes mesurées sur cintre pour le point (231+218,5).

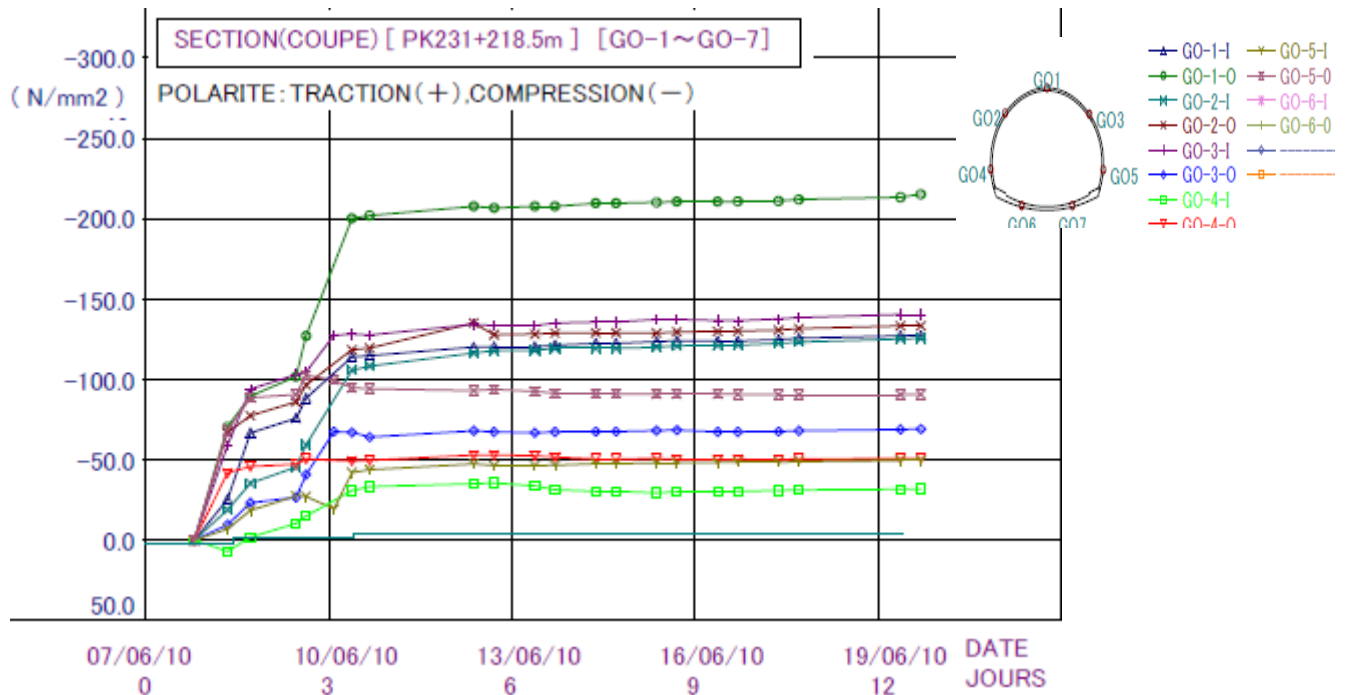


Figure IV.11 : Les contraintes mesurées sur cintres.

IV.8.3. Paramètres hydraulique :

Les méthodes de mesure des paramètres hydraulique comprennent pratiquement les catégories suivantes :

Les mesures de la pression interstitielle régnant au sien du terrain, qu'on la mesure directement au point étudié ou par le biais du niveau hydrostatique d'un forage (tube piézométrique ouvert ou fermé).

Les mesures de débit d'un canal d'exhaure, qu'il s'agisse d'un fossé ouvert ou d'une conduite fermée (débitmètre).

IV.9. Conclusion :

L'instrumentation mis en place dans le tunnel joue un grand rôle pour observer le comportement du terrain et le soutènement pendant le creusement. Selon les mesures, les déplacements enregistrés en faible couverture sont relativement élevés par rapport aux autres sections, ils atteignent jusqu'à 70cm.

Du fait que le comportement du sol de certains points est hétérogène, le recours aux méthodes de renforcement est inéluctable pour arrêter tous les mouvements surtout l'extrusion.

Donc le renforcement et l'auscultation de tunnel T4 ont permis également d'améliorer la sécurité du personnel et limiter les désordres du tunnel.

Chapitre N° V **Aperçu sur l’outil numérique et les lois de comportements de sol.**

V.1. Introduction :

Depuis une vingtaine d’années, encouragées par l’augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des coûts d’accès et de mise en œuvre, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les bureaux d’études et les centres de recherches en géotechnique. Leur utilisation est aujourd’hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement, de contrôler que les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d’aider au dimensionnement des structures.

Pour l’analyse des contraintes et des déformations autour d’une excavation, on peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

Les méthodes de type « éléments limites » (boundary methods), dans lesquelles seules les limites de la zone excavée sont divisées en éléments, l’intérieur de la masse rocheuse étant représenté mathématiquement comme un milieu continu infini ou fini suivant que la frontière est ouverte ou fermée.

Les méthodes des domaines (domain methods), pour lesquelles l’intérieur de la masse rocheuse est divisé en éléments géométriques simples, chacun étant doté de propriétés géométriques et mécaniques. Le comportement collectif et l’interaction de ces éléments modélisent le comportement global et plus complexe de la masse rocheuse.

Parmi les méthodes des domaines les plus couramment utilisées : la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies, qui traitent le massif rocheux comme un milieu continu, et la méthode des éléments distincts, qui modélise chaque bloc du massif comme un élément unique.

La simulation numérique du creusement de tunnel est un problème un peu complexe. Il faut définir la géométrie du milieu à modéliser, les limites entre les divers matériaux présents, les chargements, les conditions aux limites, la connaissance de l’état initial, les lois de comportement des matériaux. Ces conditions nécessitent un outil numérique bien adapté.

Nous présentons ici le principe de code de calcul PLAXIS 3D Tunnel et les lois de comportements les plus utilisées.

V.2. La méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage.

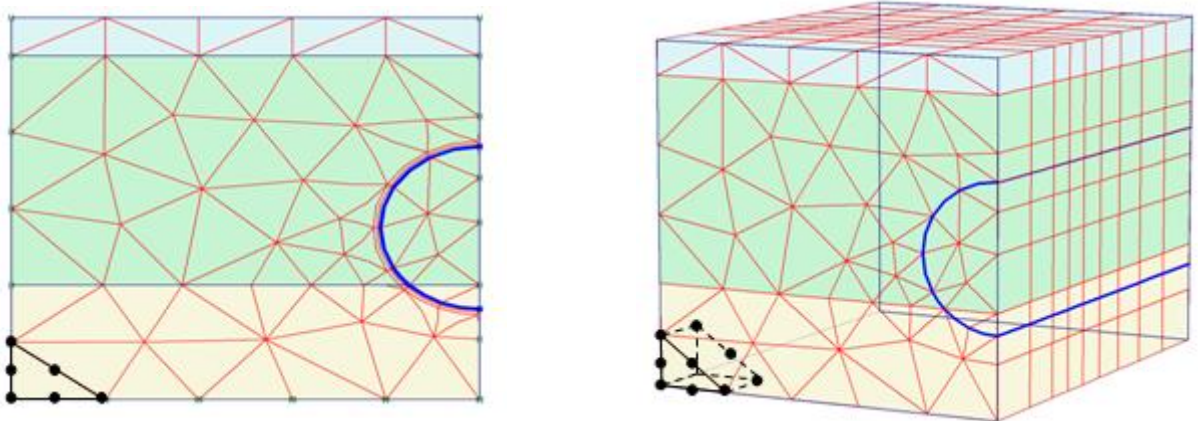


Figure V.1 : Exemple d'un maillage en 2D et 3D.

V.3. Hypothèses de calcul et modèles numériques :

Le choix des hypothèses de calcul et, notamment, d'un modèle de comportement pour chaque sol présent dans l'ouvrage à étudier doit tenir compte des contraintes économiques et de délai de l'étude (durée des calculs, temps passé par les ingénieurs à réaliser l'étude numérique), et aussi des informations disponibles sur les différents aspects du problème. Par ailleurs, une trop grande complexité du modèle numérique peut créer des risques d'erreurs importants et rendre l'exploitation des calculs inextricable à cause du nombre des variables calculées.

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite de modèles, chacun plus ou moins approché :

- modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.).
- modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.).

- modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position de la surface libre, consolidation, etc.).
- modèles de matériaux (élasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, etc.).
- modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges).
- modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élastoplasticité, etc.).
- modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Pour que les résultats demeurent réalistes, les hypothèses de calcul ne doivent pas négliger les aspects essentiels d'un problème : par exemple, on ne peut négliger les aspects mécaniques liés au frottement dans la modélisation d'un pieu, ni les effets du front de taille dans la modélisation du creusement d'un tunnel, ni les effets des écoulements transitoires dans les sols peu perméables, etc. On peut se permettre beaucoup d'hypothèses et d'approximations seulement si l'on a bien repéré et modélisé les caractères essentiels du comportement de l'ouvrage étudié. En général, l'observation d'ouvrages réels permet de mettre en évidence ces caractères essentiels.

V.4. Le code Plaxis 3D Tunnel :

Plaxis 3D Tunnel est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en trois dimensions des déformations et de la stabilité des projets de tunnels. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et roches, qui est non linéaire, anisotrope et dépend du temps. De même, le sol étant un matériau polyphasique, des procédures spéciales sont nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, qu'elles soient hydrostatiques ou non, beaucoup de projets de tunnels impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. Plaxis 3D Tunnel est doté de fonctionnalités pour traiter de tous ces aspects complexes. Des fonctionnalités sont disponibles, parmi lesquelles : la consolidation, les écoulements, le calcul en grandes déformations (updated mesh),

Le modèle 3D est créé simplement par extension linéaire du maillage dans la direction z, l'utilisateur peut spécifier le nombre de plans (z-planes) et l'épaisseur des tranches (slices) entre deux plans successifs. Le maillage 2D généré auparavant est répété pour chaque plan. Le maillage 3D est créé en reliant les coins des éléments triangulaires 2D aux points correspondants du plan suivant, de cette façon, Plaxis génère un maillage 3D composé de milliers d'éléments volumiques à 15 nœuds.

V.5. Formulation d'une loi de comportement :

Une loi de comportement exprime les relations existant entre les contraintes (les contraintes effectives, dans le cas d'un sol saturé) et les déformations d'un petit élément de volume macroscopique de matériau. La connaissance de cette loi est indispensable pour rendre complet le système des équations de la mécanique des milieux continus ou du calcul des

structures. En effet, tout problème de mécanique comporte quinze inconnues, à savoir les six composantes indépendantes du tenseur des contraintes (σ_{ij}), les six composantes indépendantes du tenseur des déformations (ε_{ij}) et les trois composantes du champ de déplacements (U_i). Pour résoudre le problème, on dispose de trois équations scalaires traduisant l'équilibre local du système mécanique et de six équations cinématiques exprimant les déformations à partir des dérivées partielles du champ de déplacements :

$$\begin{aligned}\sigma_{ij,j} + f_i - \rho \ddot{u}_i &= 0 \\ \varepsilon_{ij} &= \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i})\end{aligned}$$

La résolution du problème nécessite donc six équations complémentaires ; ces équations sont fournies par la loi de comportement, qui relie le tenseur des contraintes au tenseur des déformations. Les six équations de comportement peuvent prendre des formes très diverses,

Pour élaborer une loi de comportement, il consiste à construire une relation fonctionnelle permettant d'exprimer les efforts intérieurs (contraintes) en fonction des grandeurs cinématiques décrivant la déformation du milieu étudié Stutz (1987). L'écriture du modèle mathématique est effectuée dans le cadre de la mécanique des milieux continus et doit respecter quelques règles formelles Noll (1958), dont certaines sont liées à des principes physiques universels (principe de causalité, principe d'action locale, principes de la thermodynamique) et les autres à des conditions d'invariance dans un changement de repère ou dans son mouvement (invariance tensorielle, indifférence matérielle).

Une loi est suffisamment simple, doit comporter un nombre restreint de paramètres, facilement identifiables et utilisable par les ingénieurs.

V.5.1. Lois de comportement élastique :

Lors d'un essai, la courbe effort-déformation reste la même en chargement et en déchargement, le comportement du sol est dit élastique. La relation comportementale s'exprime par une fonction tensorielle (C_{ijkl}), dont la forme dépend de la configuration de référence choisie est telle que :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} (\varepsilon_{kl})$$

Le comportement élastique peut être linéaire : le tenseur des déformations est proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Ce type de comportement a été découvert par Hooke.

Le comportement élastique peut être non linéaire : les essais montrent généralement que la courbe effort-déformation devient rapidement non linéaire. En réalité, le comportement linéaire constitue seulement une approximation du comportement réversible des matériaux (où à petites déformations).

V.5.1.1. Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke) :

Un comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformation reste proportionnel au tenseur des contraintes au cours du chargement. Un matériau est dit isotrope si toutes les directions sont équivalentes. Les relations gouvernant l'élasticité linéaire sont les suivantes (cas tridimensionnel) :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ij} &= (1 + \nu)\sigma_{ij}/E - \nu \text{tr}(\sigma_{kl})\delta_{ij}/E \\ \sigma_{ij} &= 2\mu\varepsilon_{ij} + \lambda \text{tr}(\varepsilon_{kl})\delta_{ij}\end{aligned}$$

Où le paramètre E représente le module d'Young, ν le coefficient de Poisson, λ et μ les coefficients de Lamé, δ_{ij} symbole de Kronecher.

Les relations entre les paramètres de comportement sont suivantes :

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \mu &= \frac{E}{2(1+\nu)} \\ E &= \frac{\mu(3\lambda+2\mu)}{\lambda+\mu} & \nu &= \frac{\lambda}{2(\lambda+\mu)}\end{aligned}$$

En introduisant deux autres paramètres, le module de compressibilité volumique K et le module de cisaillement G :

$$\begin{aligned}\sigma_{ij} &= K\varepsilon_{kk}\delta_{ij} + 2Ge_{ij} \\ \varepsilon_{ij} &= \frac{1}{9K}\sigma_{kk}\delta_{ij} + \frac{1}{2G}s_{ij}\end{aligned}$$

Dans lesquelles e_{ij} et s_{ij} désignent respectivement les tenseurs de déformations et de contraintes déviatoriques tels que :

$$\begin{aligned}e_{ij} &= \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3}\varepsilon_{kk}\delta_{ij} \\ s_{ij} &= \sigma_{ij} - \frac{1}{3}\sigma_{kk}\delta_{ij}\end{aligned}$$

Les relations entre les paramètres de comportement K , G , E et ν sont suivantes :

$$\begin{aligned}K &= \frac{E}{3(1-2\nu)} & G &= \frac{E}{2(1+\nu)} \\ E &= \frac{9KG}{3K+G} & \nu &= \frac{3K-2G}{6K+2G}\end{aligned}$$

V.5.1.2. Lois élastiques non linéaires incrémentales :

Des lois sont dites incrémentales non linéaires si elles décrivent, dans leur expression, les déformations irréversibles sans faire appel à des critères de charge-décharge.

La non-linéarité du comportement des matériaux est un fait expérimentalement bien défini, surtout pour les sols. Les essais sur le sol montrent que dès les premiers chargements on observe une non-proportionnalité entre les contraintes et les déformations que subit l'échantillon.

L'écriture générale d'une loi de comportement sous forme incrémentale est loin d'être simple, car il faut définir des vitesses de contraintes et de déformations respectant le principe d'indifférence matérielle. Les recherches expérimentales sur les lois de comportement incrémentales se limitent pour cette raison le plus souvent au cas des petites déformations, pour lesquelles le problème de la définition des vitesses se pose en termes plus simples. En effet, l'hypothèse des petites déformations permet de négliger les changements de géométrie trop importants, où l'ordre de grandeur des déformations reste faible ; les vitesses de contraintes peuvent alors être confondues avec les incréments de contraintes infinitésimales.

La formulation incrémentale de la loi de comportement est obtenue en appliquant qu'une petite sollicitation appliquée, pendant un temps dt , induit une petite réponse déterminée et unique. Il existe une fonction tensorielle \mathbf{F} telle que :

$$F(d\varepsilon_{ij}, d\sigma_{ij}, dt) = 0$$

Plusieurs types de lois élastiques non linéaires ont été développés : quasi-linéaire, non linéaires continues (hypoélastiques et hyperélastiques). Parmi ces lois la plus connue est la loi de Duncan (1980) qui se base sur une approximation hyperbolique des courbes de comportement contrainte-déformation obtenues dans un essai triaxial de compression drainée.

V.5.1.3. Loi élastique non linéaire incrémentale de type hypoélastique :

La formulation de type hypoélastique est utilisée pour décrire mathématiquement le comportement des matériaux, dans le cas où l'état de contrainte dépendrait de l'état actuel de déformation et du chemin de chargement. Pour cette raison les modules élastiques tangents sont considérés.

La notion d'hypoélasticité consiste à faire l'hypothèse que l'incrément de contrainte dépend non seulement de l'incrément de déformation mais aussi de la contrainte elle-même.

En mécanique des sols il existe deux catégories de méthodes hypoélastiques :

- Les modèles hyperboliques, c'est à dire une représentation linéaire élastique par morceaux [Kondner (1963), Duncan (1980)].
- Les modèles à modules variables.

Selon cette approche, la relation incrémentale entre contrainte et déformation peut s'écrire, lors du $m^{\text{ième}}$ incrément de contrainte $\{d\sigma_m\}$ et de déformation $\{d\varepsilon_m\}$:

$$\{d\sigma_m\} = [C_{tm}]\{d\varepsilon_m\}$$

Où $[C_{tm}]$ est la matrice de rigidité incrémentale associée à cette étape de chargement (différent donc d'un incrément à l'autre et d'un point à l'autre).

V.5.1.4. Le modèle hyperbolique :

A partir de résultats d'essais triaxiaux, une relation hyperbolique a été proposée par Kondner (1963) pour décrire le comportement des sols (figure V.2).

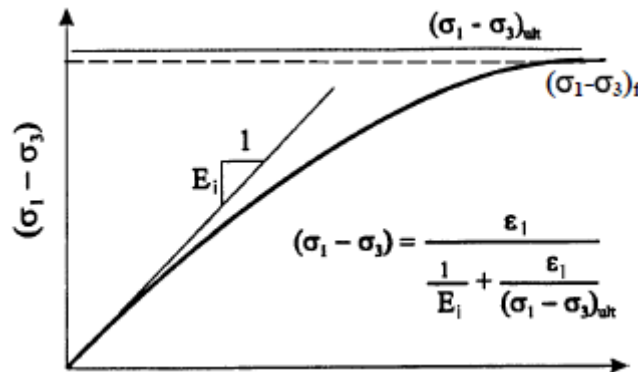


Figure V.2 : Représentation de la loi hyperbolique (triaxial).

Cette relation s'exprime sous la forme :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}}$$

Où :

E : est le module d'Young.

ε_1 : la déformation axiale.

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: est la valeur asymptotique de la contrainte déviatorique $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$: contrainte déviatorique à la rupture avec la valeur de σ_3 appliquée.

σ_1 et σ_3 : représentant les contraintes principales extrêmes.

Les valeurs de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ et de $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, déviateur à la rupture (ou résistance déviatorique à la compression) du sol, sont liés par le rapport constant de rupture R_f , tel que:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

Le failure ratio (rapport de rupture) R_f est compris habituellement entre 0,6 et 0,9. Duncan et Chang (1970) déterminent le déviateur à la rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ par le critère de Mohr-Coulomb:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Où :

c : est la cohésion du sol.

φ : est son angle de frottement interne.

Duncan et Chang permettent également la variation de φ en fonction de σ_3 selon la relation :

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \log_{10} \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)$$

φ_0 : est l'angle de frottement interne du sol.

P_a : est la pression atmosphérique de référence.

$\Delta\varphi$: est la réduction supplémentaire de l'angle de frottement à chaque fois que σ_3 augmente 10 fois.

V.5.1.5. Le module variable :

Duncan et Chang (1970) ont complété la loi hyperbolique proposée par Kondner en y introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) :

$$E_i = K_{ch} P_{atm} \left(\frac{\sigma_3}{P_{atm}} \right)^n$$

K_{ch} et n sont des paramètres obtenus à partir de résultats d'essais triaxiaux (figure V.3) :

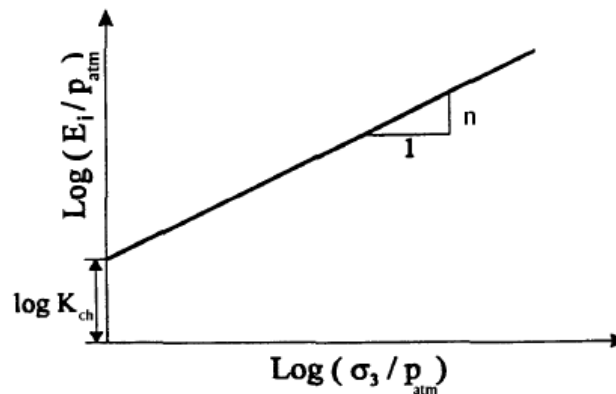


Figure V.3 : Méthode de calcul des paramètres K_{ch} et n (d'après Janbu).

En déchargement et en rechargement, le module se calcule selon :

$$E_{ur} = K_{ur} P_{atm} \left(\frac{\sigma_3}{P_{atm}} \right)^n$$

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1-\sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} \right]^2 E_i$$

K_{ur} est généralement plus grand que la constante K_{ch} (figure 5.4).

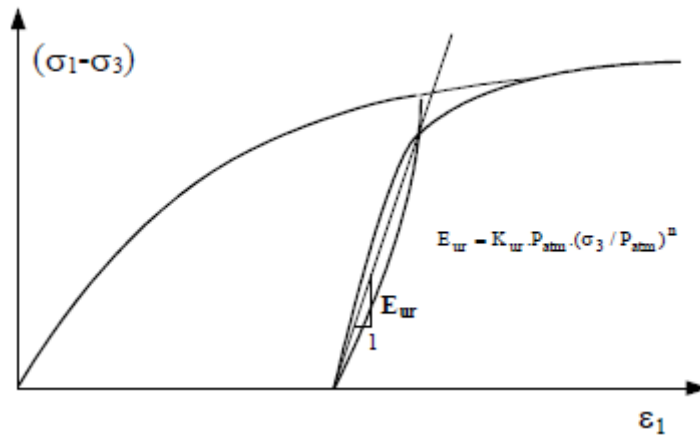


Figure V.4 : La relation contraintes-déformations en cas de chargement-déchargement dans un triaxial Duncan et al. (1980).

De nombreux calculs par la méthode des éléments finis ont été effectués à l'aide de ce modèle. Par contre elle présente les inconvénients suivants :

- Il est impossible de la justifier pour d'autres chemins de contraintes que ceux ayant servi à son élaboration.
- Les incréments de contraintes et de déformations ont les mêmes directions principales, ce qui est en contradiction avec les expérimentations Loret (1981).
- Le matériau n'est jamais dilatant ($\nu \leq 0,5$).

V.5.5. Conclusions sur les lois sans plasticité :

Les modèles basés sur les lois incrémentales sont faciles et sont capables de reproduire les caractéristiques importantes du sol comme, non-linéarité, dépendance du niveau de contrainte, utilisation de critère simple pour distinguer le chargement et déchargement.

Par contre elle présente les inconvénients suivants :

- Elles ne sont pas capables de prendre en compte l'effet d'effondrement, de consolidation, de radoucissement ou durcissement, qu'on observe dans la plupart des sols.
- Elles ne peuvent pas prédire un comportement dilatant avant rupture.

V.5.2. Lois de comportement élastoplastiques :

D'après les essais réalisés sur des matériaux, lorsque la sollicitation dépasse un certain seuil, des déformations irréversibles ou plastiques apparaissent et la courbe chargement-déchargement (au cours d'un cycle) est différente de la courbe de chargement initial.

Historiquement, l'existence de déformations plastiques ou permanentes a été mise en évidence par Coulomb, qui publia en 1784 un mémoire intitulé (Recherches théoriques et expérimentales sur la force de torsion et sur l'élasticité des fils de métal). Au niveau microscopique, l'origine des déformations permanentes dépend du matériau. Dans le cas des sols, celles-ci proviennent de la modification de l'assemblage des grains ou des particules solides.

L'introduction du terme « déformation plastique » nécessite celui de la détermination d'un seuil de contrainte (σ^{seuil}) à partir duquel les déformations irréversibles apparaissent. En adoptant le concept de déformation plastique dans les calculs, la déformation observée est désormais appelée « déformation totale » et peut être décomposée en :

- Déformation élastique,
- Déformation plastique.

L'expression de la déformation totale s'écrit alors :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

Pour formuler le comportement élastoplastique, il faut définir les trois règles suivantes :

- . Un seuil de plasticité (surface de charge), qui caractérise l'état des contraintes multiaxiales à partir desquelles commence l'écoulement.
- . Une loi d'écoulement, qui relie l'incrément des déformations plastiques aux contraintes actuelles et à l'incrément des contraintes pendant l'écoulement.
- . Une loi d'écrouissage, qui spécifie l'évolution du seuil de plasticité pendant l'écoulement.

La plasticité classée en deux catégories : plasticité standard (ou associée) et plasticité non standard (non associée) ;

La plasticité standard représente le cas dans lequel le vecteur d'incrément de déformation est perpendiculaire à la surface de plastification. Et la plasticité non standard, on utilise une loi d'écoulement qui n'est pas associée à la surface de plastification mais à une autre surface que l'on dénomme potentiel plastique.

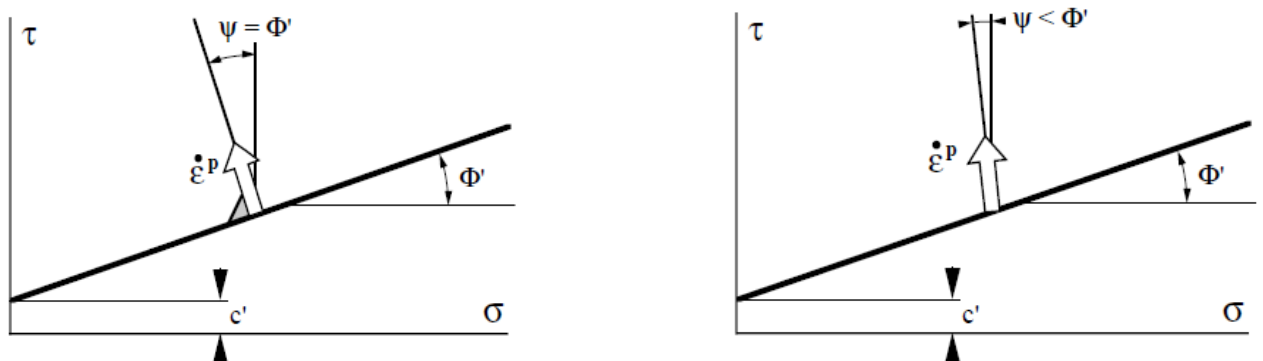


Figure V.5 : Loi de plastification associée et non associée.

V.5.2.1. Notion de surface de charge :

La frontière entre les deux domaines : un domaine élastique (partie réversible) et un domaine plastique (partie de déformations irréversibles), est caractérisée par une fonction scalaire F appelée fonction de charge. Cette fonction peut évoluer en cours des sollicitations avec une variable d'écroûissage jusqu'au critère de rupture:

$$F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p, k) = 0$$

σ_{ij} : Tenseur des contraintes.

ε_{ij}^p : Les déformations plastiques

k : Paramètre d'écroûissage.

Trois cas de figure se présentent donc :

$F < 0$ Intérieur de la surface, ce domaine est élastique.

$F > 0$ Etat correspondant à l'extérieur du domaine.

$F = 0$ Etat correspondant à la frontière du domaine.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F=0$, deux cas de comportement élastoplastiques sont possibles :

- La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écroûissage.
- La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écroûissage).

V.5.2.2. Loi d'écoulement :

La valeur particulière F est égale 0 constitue la condition de plasticité à partir de laquelle on peut définir trois cas de chargement différents, pour un accroissement de sollicitation donné; Soit df la variation correspondante de la fonction de charge :

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial F}{\partial \varepsilon_{ij}^p} d\varepsilon_{ij}^p + \frac{\partial F}{\partial k} dk$$

- A. Si $dF < 0$; alors $F + dF < 0$: et l'état atteint est élastique; donc $d\varepsilon_{ij}^p = 0$
 $dk = 0$: et on a un processus de déchargement élastique.

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0$$

- B. Si $dF = 0$ et $d\varepsilon_{ij}^p = 0$: (donc $dk = 0$); ce processus qui passe d'un état plastique à un autre sans variation des incréments des déformations plastiques est appelé chargement neutre.

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0$$

C. Si $dF = 0$ et $d\varepsilon_{ij}^p \neq 0$; ce processus fait passer d'un état plastique à un autre et s'appelle chargement.

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$$

La règle d'écoulement plastique a pour objet d'exprimer $(d\varepsilon_{ij}^p)$ en fonction de $(d\sigma_{ij})$ et de l'état d'écrouissage k .

L'incrément de déformation plastique $(d\varepsilon_{ij}^p)$ est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $G(\sigma_{ij}) = 0$. Le vecteur incrément de déformations plastiques peut être exprimé par la règle d'écoulement suivante :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad d\lambda \geq 0 : (\text{multiplicateur de la déformation plastique})$$

Si $F = G$, la loi est dite associée.

V.5.2.3. Loi d'écrouissage :

On appelle loi d'écrouissage une loi qui décrit explicitement la forme de la fonction de charge ou celle qui définit l'évolution des surfaces de plasticité successives. Les deux lois pratiquement utilisables sont :

Loi d'écrouissage isotrope :

Qui postule essentiellement que la fonction de charge est obtenue par une expansion uniforme de la surface de plasticité initiale dans tous les sens. Les hypothèses de l'écrouissage isotrope sont (l'isotropie est conservée et quel que soit le chemin suivi dans l'espace des déformations pour atteindre un état de contrainte; la fonction de charge finale est la même.

Loi d'écrouissage cinématique linéaire :

Qui suppose essentiellement que la fonction de charge garde la même forme que la surface de plasticité initiale, mais qu'elle se déplace par translation dans l'espace des contraintes.

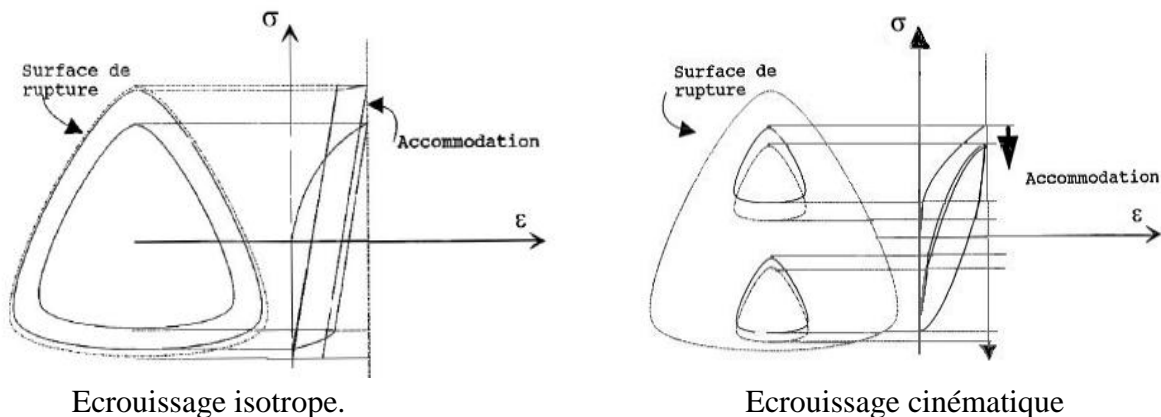


Figure V.6 : Type d'écrouissage par essai cyclique limité en déformation. D'après Dubujet (1992).

V.5.3. Technique de résolution :

La non linéarité du phénomène rend impossible la description d'une relation directe entre l'état final des contraintes et celui des déformations. La résolution des problèmes élastoplastiques nécessite une analyse incrémentale puisque l'état du géomatériau dépend de l'histoire du chargement et de l'état initial de géomatériau lui-même. Afin de pouvoir suivre la trajectoire du chargement, la charge totale $\{F\}$ est appliquée en un certain nombre d'incrément $\{\Delta F\}$, suffisamment petits (pas forcément égaux) pour assurer la convergence. Toutefois, ces incréments ne garantissent pas le suivi du comportement réel, car il existe un cumul des erreurs au cours des incréments successifs. La matrice de rigidité tangente conduit à la linéarisation du comportement à l'intérieur de chaque incrément, cette linéarisation par morceaux s'écarte progressivement de la courbe du comportement réel (dans ce cas, on observe une divergence monotone au cours des incréments). Il est donc indispensable d'introduire des procédures itératives garantissant l'équilibre des forces internes et externes à la fin de chaque incrément, cette méthode s'appelle la méthode mixte (incrémentale/itérative) de Newton Raphson.

Il y a différentes variantes des méthodes de résolution, par exemple : Newton Raphson initiale et modifiée et contrôle en longueur d'arc (Arc-length control).

Newton Raphson Initiale ; la matrice de rigidité est calculée uniquement une seule fois (utiliser dans PLAXIS).

Modifiée : la matrice de rigidité est recalculée chaque incrément ou pas de chargement (utiliser dans FLAC).

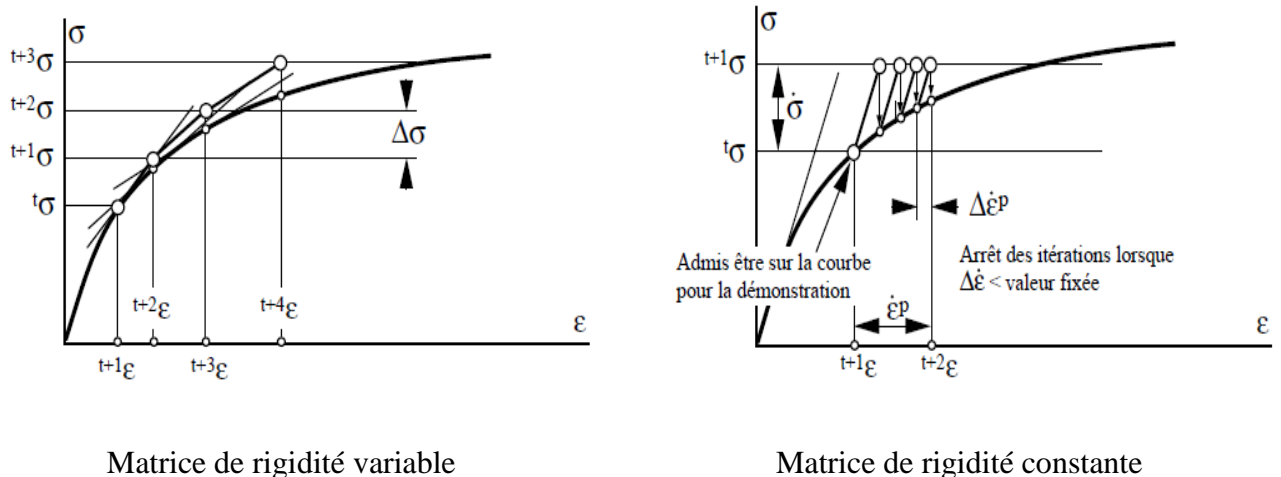


Figure V.7 : Schéma de résolution de Newton Raphson.

V.6. Procédure d'itération dans Plaxis :

La procédure d'itération est basée sur une méthode des contraintes initiales accélérée, pour chaque pas de chargement, les erreurs d'équilibre dans la solution sont réduites grâce d'un

algorithme de résolution qui doit s'assurer que les erreurs restent localement et globalement dans des limites acceptables. Les seuils d'erreur adoptés par Plaxis sont liés directement à la valeur spécifiée de l'erreur tolérée.

A l'intérieur de chaque pas, le programme de calcul continue les itérations jusqu'à ce que les erreurs calculées soient inférieures à la valeur spécifiée. Si l'erreur tolérée est réglée sur une valeur élevée, le calcul sera relativement rapide mais peut s'avérer inexact ; si elle est petite, le temps de calcul peut être très long.

Quand le calcul atteint l'équilibre, un processus conduit à l'une des trois situations suivantes :

Cas 1 :

- La solution a atteint l'état d'équilibre avec un nombre d'itérations inférieur à celui défini dans le paramètre de contrôle. Par défaut, ce paramètre est égal à 4. S'il faut moins d'itérations pour obtenir l'état d'équilibre que le minimum souhaité, le pas de calcul est supposé trop petit. Dans ce cas, la taille de l'incrément de chargement est multipliée par deux et des itérations supplémentaires sont effectuées pour atteindre l'équilibre.

Cas 2 :

- La solution ne réussit pas à converger en un nombre d'itérations inférieur à desired maximum. Par défaut, desired maximum vaut 10, le pas de calcul est supposé trop grand. Dans ce cas, la taille de l'incrément de chargement est divisée par deux et la procédure itérative se poursuit.

Cas 3 :

- Le nombre d'itérations nécessaire est compris entre les valeurs desired min et desired max, auquel cas la taille de l'incrément de chargement est considérée satisfaisante. A la fin des itérations, le nouveau pas de calcul commence. Sa taille initiale est choisie égale à celle du pas précédent.

V.7. Lois de comportement utilisées dans Plaxis :

V.7.1. Modèle élastique linéaire:

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, **E**, et le coefficient de Poisson **v**.

V.7.2. Modèle de Mohr-Coulomb:

Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable), des sols cohérents à long terme (argiles et limons) et de certaines roches. Pour les **sables**, il est généralement admis que les déformations évoluent simultanément avec les états de contraintes et que les effets de la viscosité et du

vieillessement sont négligeables. La vitesse de sollicitation n'a donc pas d'influence sur le comportement du matériau.

Dans l'espace des contraintes principales effectives $(\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3)$ la surface définie par la fonction de charge F est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation : $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$. L'équation de la surface de charge est la suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\phi' - 2c'\cos\phi' = 0$$

La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, la loi de Mohr-Coulomb comprend cinq paramètres mécaniques : E' (module d'Young), ν' (coefficient de Poisson), c' (cohésion), ϕ' (angle de frottement) et ψ (angle de dilatance).

V.7.3. Hardening Soil Model (HSM):

Le modèle HSM, dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang (1970) car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques et est adapté à tous les types de sols.

La surface de charge est décrite par deux mécanismes avec écrouissage isotrope contrôlant respectivement les déformations volumiques et déviatoriques (Figure V.8).

Les paramètres d'entrée sont :

Les paramètres de résistance ϕ , c , et ψ .

La rigidité du sol est définie par les paramètres :

- E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial qui caractérise le cisaillement.
- E_{oed}^{ref} : Module tangent dans un essai œdométrique qui contrôle le comportement volumique.
- E_{ur}^{ref} : Le module de déchargement-rechargement.
- m : qui contrôle la dépendance contrainte/rigidité selon une fonction de puissance Janbu (1963).

V.7.3.1. Courbe effort-déformation :

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour } q \leq q_f$$

Et avec :

$$q_f = (c \cot\phi - \sigma'_3) \frac{2 \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad \text{et } q_a = q_f/R_f$$

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

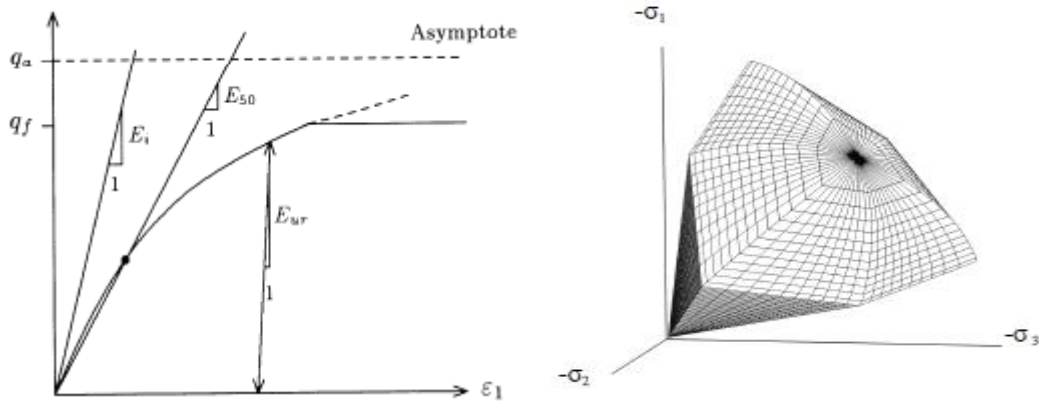


Figure V.8 : Relation contrainte/déformation et surface de charge d'après Schanz et al., (1999).

V.7.3.2. Les modules :

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m$$

$$E_{\text{ur}} = E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad p^{\text{ref}} = 100 \text{ kPa}$$

Pour les sols pulvérulents on prend $E_{50}^{\text{ref}} \cong E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$.

Pour les sols cohérents on prend $E_{50}^{\text{ref}} \cong 2 * E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$.

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

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

La description complète du HSM est donnée par Schanz et al. (1999).

V.7.4. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model) :

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées qui doivent être parallèles.

Les paramètres essentiels de Jointed Rock model sont :

- Comportement élastique anisotrope pour les roches intactes : $E_1, E_2, \nu_1, \nu_2, G_2$.
- Les paramètres de résistance pour une direction \mathbf{i} : φ_i, c_i , et ψ_i .
- Contrainte limite de traction : σ_t

V.7.5. Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model, SSCM) :

Un nouveau modèle de fluage pour les sols argileux mous a été développé par Vermeer et al, (1997 & 1999). Ce modèle permet de prendre en compte l'effet du temps sur la courbe (déformation volumique / et logarithmique de la contrainte moyenne effective P') lorsque se développe la consolidation secondaire. Cet effet a été traité par Bjerrum (1967). En première charge ou décharge / recharge à une vitesse du chargement donnée, le modèle de fluage se comporte comme le SSM. Le modèle montre une compression logarithmique avec une distinction claire entre le chargement vierge et la décharge / recharge. Le fluage ou la vitesse de fluage dépendent du niveau des contraintes en relation avec la contrainte de préconsolidation et de l'OCR. Pour les sols normalement consolidés, la vitesse de fluage est élevée, pour les sols surconsolidés la vitesse de fluage est faible. En conséquence, quand le sol est chargé au-delà de la contrainte de préconsolidation, le fluage se développe rapidement et la contrainte de préconsolidation apparente augmente. Quand la contrainte effective appliquée est maintenue constante, la contrainte de préconsolidation croît avec le temps ; mais, lorsque le sol devient plus surconsolidé la vitesse de déformation du fluage décroît. On obtient alors une déformation additionnelle qui augmente logarithmiquement avec le temps, comme le montre les essais oedométriques de consolidation secondaire.

Le modèle de fluage comporte le paramètre μ^* (indice de compression secondaire). Le paramètre μ^* peut être facilement relié au paramètre classique de compression secondaire C_α , utilisé en mécanique des sols.

Le modèle de fluage présenté dans le cas de la compression unidimensionnelle, a été étendu par Vermeer et al à un formalisme tridimensionnel permettant de prendre en compte l'effet du temps sur n'importe quel chemin de contrainte. Le modèle est utilisable dans les applications pratiques, et ses paramètres peuvent s'obtenir à partir des essais oedométriques.

V.7.5.1. Rappel sur les paramètres du modèle :

Le Soft Soil Creep Model exige donc les constantes matérielles suivantes

Les paramètres de rupture comme dans le modèle du Mohr-Coulomb :

C' : Cohésion effective [kN/m²]

φ : Angle du frottement [°]

ψ : Angle de dilatance [°]

V.7.5.2. Les paramètres de SSCM :

k^* : Indice du gonflement modifié.

λ^* : Indice de compression modifié.

μ^* : Indice du fluage modifié.

ν_{ur} : Coefficient du Poisson pour décharge-recharge.

V.7.5.3. L'indice de gonflement modifié, l'indice de compression modifié et l'indice de fluage modifié :

Ces paramètres peuvent être obtenus à partir d'un essai de compression isotrope ou d'un essai oedométrique. Lorsqu'on trace le logarithme de la contrainte en fonction de la déformation, la courbe peut être approchée par deux lignes droites. La pente de la courbe de consolidation normale donne l'indice de compression modifié λ^* , et la pente de la courbe de décharge (ou gonflement) peut être utilisée pour calculer l'indice de gonflement modifié κ^* . Remarquons qu'il existe une différence entre les indices modifiés λ^* et κ^* et les paramètres originaux du Cam-Clay κ et λ . Le paramètre μ^* peut être obtenu par la mesure de la déformation volumique sur une longue durée. Si on trace cette déformation en fonction de logarithme du temps, on retrouve le paramètre μ^* qui présente la pente de la partie linéaire de cette courbe (voir figure V.9).

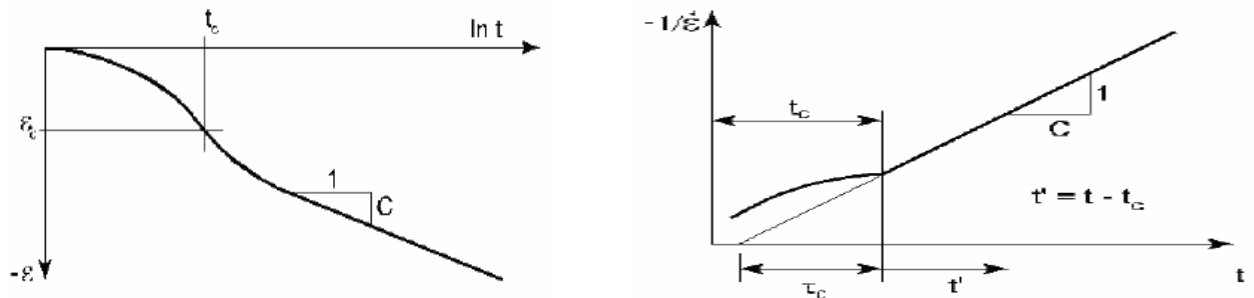


Figure V.9: La consolidation et le comportement du fluage dans un essai oedométrique standard.

V.7.5.4. Relations avec les paramètres du Cam-Clay :

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} \qquad \kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$$

Relation avec les paramètres classiques :

$$\lambda^* = \frac{C_c}{1+e} \qquad \kappa^* = \frac{3}{2.3} \frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}} \frac{C_r}{1+e} \qquad \mu^* = \frac{C_\alpha}{2.3(1+e)}$$

Il n'existe pas une relation exacte entre les indices de compression isotrope κ et κ^* et l'indice du gonflement unidimensionnel C_r , parce que le rapport entre la contrainte horizontale et verticale change durant la décharge unidimensionnelle. Pour l'approximation, ci-dessus, on suppose que le cas de contrainte moyenne durant la décharge est un cas de contrainte isotrope, les contraintes horizontale et verticale sont égales.

Pour donner des ordres de grandeurs des paramètres du modèle, on peut utiliser les corrélations proposées par Vermeer et al (1999):

$$\lambda^* \approx I_p(\%)/500 \quad \text{et} \quad \lambda^*/\mu^* = 15 \text{ à } 25 \quad \text{et le rapport} \quad \lambda^*/\kappa^* = 5 \text{ à } 10$$

Pour caractériser une couche particulière du sol mou, il est aussi nécessaire de savoir la pression de préconsolidation initiale σ_{p0} . Cette pression peut être calculée depuis le rapport (OCR). Par la suite, σ_{p0} peut être utilisé pour calculer la valeur initiale de la pression de préconsolidation généralisée P_p^{eq} .

V.7.5.5. Coefficient du Poisson:

Dans le cas du SSCM, le coefficient du Poisson est un constant élastique pur mesuré sur un chemin de charge-décharge. Il est différent d'un coefficient de Poisson mesuré sur une première charge: ceci explique que ses valeurs soient généralement comprises entre 0,1 et 0,2

v.8. Conclusion :

Les modèles d'éléments finis élaborés aujourd'hui deviennent très complexes à cause des géométries tridimensionnelles considérées, il semble que les géotechniciens de bureaux d'études privilégient encore des analyses très simplifiées, et ne réalisent qu'exceptionnellement des analyses difficiles, donc les lois développées (évoluées) ne sont pas toujours utilisables pour tous les types de cas.

Les lois sont basées sur un schéma classique : représenter au mieux le comportement sur des chemins de contraintes simples et connus afin de déterminer les paramètres de la loi et puis passer au calcul d'ouvrages réels.

Les paramètres doivent être peu nombreux et assez faciles à déterminer, ce qui n'est pas le cas dans la plupart des modèles, mais plus la loi est complexe plus le nombre de paramètres augmente.

Chapitre N° VI Modélisation numérique d'une section de tunnel T4

VI.1. Introduction :

Dans cette partie nous allons modéliser numériquement le point kilométrique [231+253] qui se trouve au portail nord gauche. Pour les raisons du renforcement de massif par des inclusions linéiques frontales et radiales, il est nécessaire d'utiliser un modèle tridimensionnel.

La modélisation consiste à faire une comparaison entre la méthode **NATM** et la méthode **ADECO.RS** avec les points de ressemblances et de différences entre les résultats numériques et les mesures d'auscultations.

VI.2. Présentation de la procédure de simulation :

VI.2.1. Caractéristiques géométriques et géotechniques :

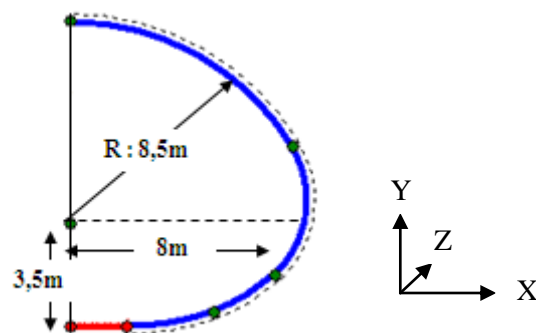


Figure VI.1 : Dimensions de tunnel.

L'épaisseur du soutènement est 40cm (contient le béton projeté et les cintres métalliques) et le revêtement définitif est 60cm. L'adhérence béton/sol est supposée parfaite.

La couverture au dessus du tunnel est de l'ordre de 27m, au centre du cercle de rayon 8,5m,

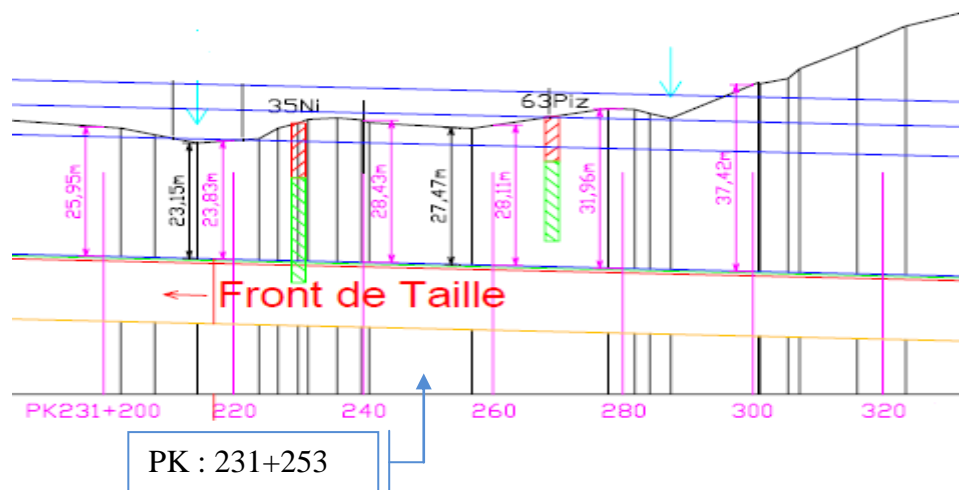


Figure VI.2 : Vue en coupe longitudinale de la zone à faible couverture.

VI.2.2. Les caractéristiques géotechniques utilisées :

Lors du creusement du tunnel, il y a toujours une diminution de la contrainte normale à la ligne d'excavation (déchargement). L'AFTES (1994) considère que les essais cycliques (chargement/déchargement) demeurent les plus adaptés pour l'évaluation des modules de déformation. Pour raison de ce qu'il vient d'être dit, on a choisi le modèle Hardening Soil pour modéliser notre section.

		Massif
Loi de comportement utilisée		Hardening Soil
Module sécant E_{50}^{ref}	MPa	4
Module œdométrique E_{oed}^{ref}	MPa	4
Module de déchargement E_{ur}^{ref}	MPa	13
m		0.9
Cohésion C	KPa	10
Angle de friction φ	(en degrés)	15
Angle de dilatance ψ	(en degrés)	0
Coefficient de poisson ν		0,3
Poids volumique γ_d	KN/m ³	20

Tableau VI.1 : Paramètres mécaniques utilisés lors de la modélisation.

La nappe phréatique n'a aucune influence sur le comportement du tunnel.

VI.2.3. Boulonnage radial :

Les boulons utilisés sont des boulons à scellement réparti (scellement au mortier de ciment), leur longueur est 4m et 6m espacé suivant l'axe du tunnel de 1m. Les boulons sont représentés par des éléments linéaires et la liaison entre boulon/sol est supposée parfaite.

Le comportement purement élastique de ces éléments implique de s'assurer après chaque étape de calcul que l'effort normal dans le boulon ne dépasse pas la limite élastique de l'acier.

VI.2.4. Le maillage tridimensionnel :

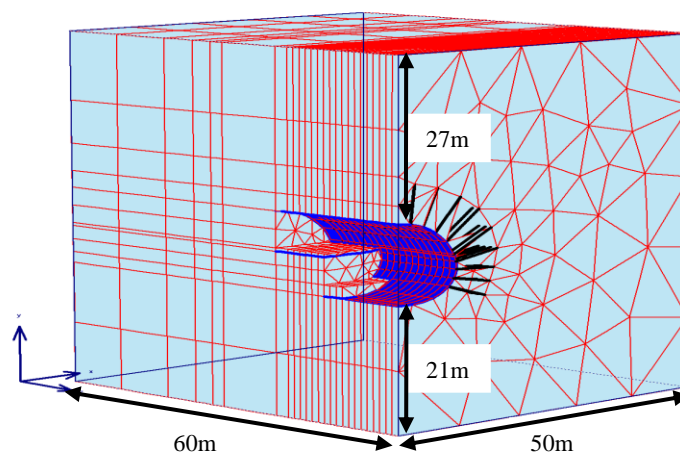


Figure VI.3 : Le maillage adopté pour le calcul 3D

Pour des raisons de symétrie un demi de la géométrie est modélisé. Pour tenir compte de l'évolution des déplacements avec la profondeur et, minimiser l'influence de la condition aux limites, les frontières du modèle selon (X et Z) doivent être situées à 4 ou 5D du tunnel. Le fond du modèle numérique est bloqué dans les trois sens (X, Y et Z) et le déplacement est laissé libre à la surface topographique (voir figure VI.4).

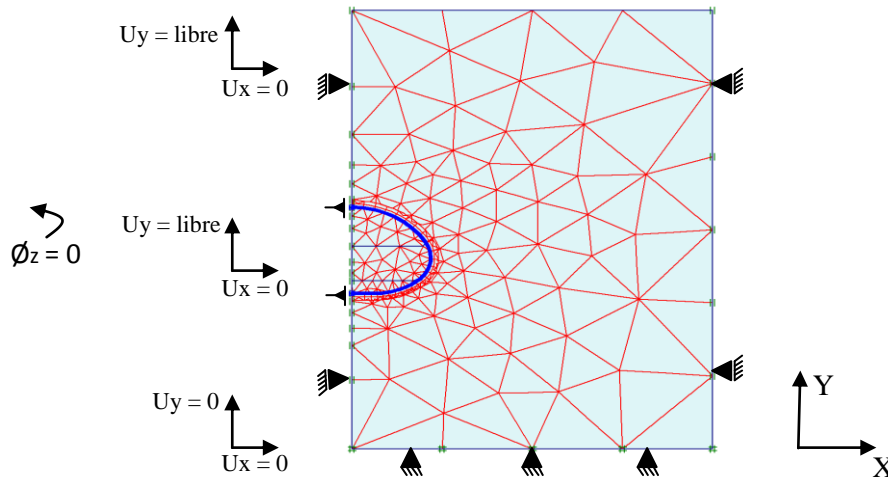


Figure VI.4 : Les conditions aux limites suivant le plan (X, Y).

Le terrain a été modélisé par des éléments triangulaires prismatiques à 15 nœuds comporte environ 5300 éléments et le maillage nécessite d'être raffiné dans les zones de forte variation des contraintes.

VI.3. Les différentes analyses adoptées :

Comme on a dit, on va modéliser une section de tunnel T4 en utilisant deux méthodes, la NATM et ADECO.RS avec les différents modes de soutènements et de renforcements.

VI.3.1. La méthode NATM :

La nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément de support par activation d'un anneau de terrain portant (elle intervient seulement en aval de front). Le soutènement utilisé dans ce travail consiste de :

1. Cintres métalliques HEB 200 + une couche de 40cm de béton projeté + treillis soudé + les boulons d'ancrage.
2. Tous les types de soutènements précédents (cas 1) + la voûte parapluie.

VI.3.2. La méthode ADECO.RS :

Pour le cas du tunnel T4, des interventions de conservation indirecte ont été utilisées pour améliorer les caractéristiques du noyau et minimiser l'extrusion par la mise en place d'inclusion en fibre de verre (FGT ; fibres glass tubes) au noyau (la méthode **FIT**). Dans ce cas le renforcement est constitué de :

- Cintres métalliques HEB 200 + une couche de 40cm de béton projeté + treillis soudé + les boulons d'ancrage + des tubes en fibre de verre au noyau d'avancement.

Plaxis ne permet pas de dessiner directement les boulons frontaux, donc on va recourir aux approches simplifiées précitée dans le chapitre trois :

- L'augmentation du module élastique du noyau d'avancement.
- L'augmentation de la cohésion du sol dans le noyau.
- L'augmentation de la cohésion et l'angle de frottement.
- L'application d'une pression au front de taille.

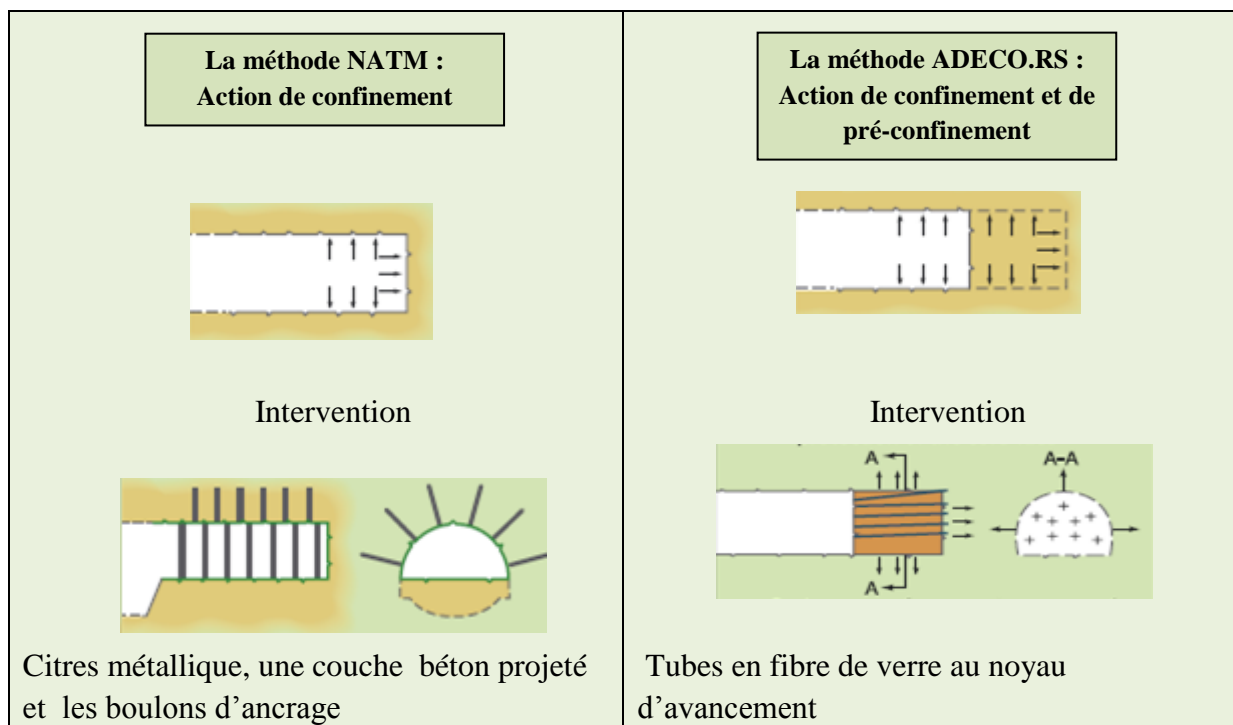


Figure VI.5 : La différence entre la méthode NATM et ADECO.RS.

VI.4. Les résultats recherchés :

- L'extrusion de front de taille.
- Le moment et l'effort tranchant dans le soutènement.
- Les déplacements.
- Les efforts dans les boulons.

VI.5. La méthode NATM :

VI.5.1. Simulation de creusement :

Le creusement commence à partir de point kilométrique [231+253], la modélisation du phasage de creusement a été conçue conformément aux étapes de creusement effectuées réellement, où le creusement a été réalisé par sections divisées avec un décalage de (2 à 5m). C'est-à-dire on excave 20m ; le décalage entre la calotte et le stross est de 2 à 5m (voir figure VI.6).

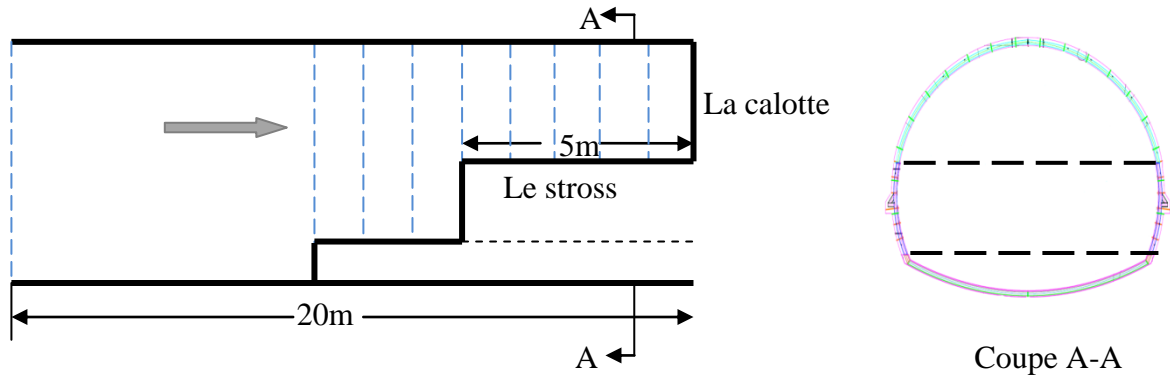


Figure VI.6 : Schéma représente l'avancement de creusement.

VI.5.2. Les caractéristiques du soutènement (cintres et béton projeté) :

Le soutènement provisoire du tunnel est constitué par des éléments plaques quadrilatères à 8 nœuds. Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion **EI** et une raideur normale **EA** significatives.

Etant donné qu'il y a deux éléments (cintres et béton projeté), il est approprié d'utiliser une rigidité flexionnelle et normale équivalente.

Le calcul de la rigidité flexionnelle et normale équivalente est comme suit :

$$EA_{eq} = E_b A_b + \left(\frac{E_{cin}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{A_{cin}}{d}$$

$$EI_{eq} = E_b I_b + \left(\frac{E_{cin}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{I_{cin}}{d}$$

	E (MPa)	A (m ²)	I (m ⁴)	d	EA_{eq} (KN/m)	EI_{eq} (KN. m ² /m)	v	d_{eq} (m)
Béton projeté	10.000	0,4	5.33 * 10 ⁻³	1	5,18 * 10 ⁶	6,9 * 10 ⁴	0.15	0,4
Cintres HEB 200	2.10 ⁵	78,1 * 10 ⁻⁴	0.569 * 10 ⁻⁴	1				

Tableau VI.2 : Caractéristiques mécaniques de béton projeté et cintres.

VI.5.3. Les caractéristiques de boulons radiaux utilisés :

	L (m)	E (MPa)	A (m ²)	EA_{eq} (KN/m)	F_{max} (traction) (KN)
Boulons	6	$2 * 10^5$	$5 * 10^{-4}$	$2,8 * 10^5$	350
Coulis de ciment		$2,3 * 10^4$	$7,85 * 10^{-3}$		

Tableau VI.3 : Caractéristiques mécaniques de boulons.

VI.5.4. Le premier cas :

Le soutènement utilisé est : Cintres métalliques HEB 200 + une couche de 40cm de béton projeté + treillis soudé + les boulons d'ancrage.

VI.5.4.1. Phasage de calcul :

Phase 1 : Phase initiale.

Phase 2 : Excavation de 5m de la calotte + l'activation de soutènement et les boulons radiaux.

Phase 3 : Excavation de 5m de la calotte + 6m du stross + 3m du radier avec l'activation du soutènement et les boulons radiaux.

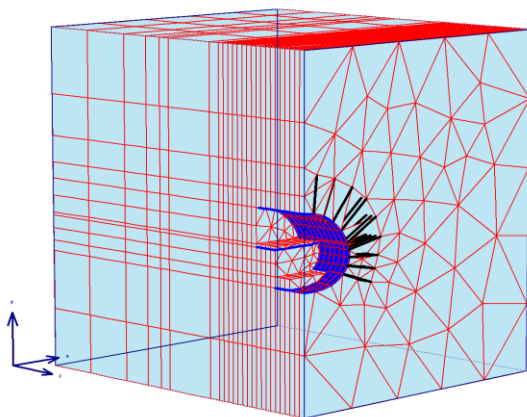
On applique une certaine force au front (ça signifie le 10cm de béton projeté qui a été appliqué au front).

Phase 4 : Excavation de 5m de la calotte + 6m du stross et 6m de radier + activation du soutènement et les boulons radiaux, (toujours une force de pression au front).

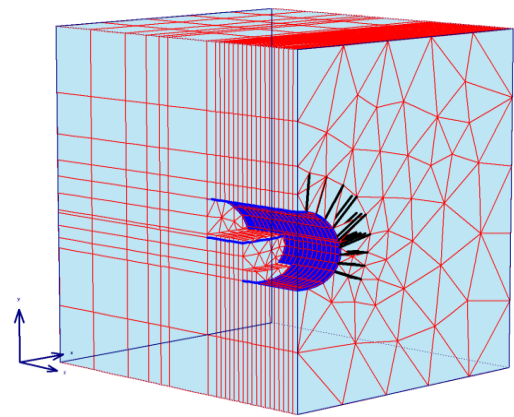
Phase 5 : Excavation de 5m de la calotte + activation du soutènement et les boulons radiaux.

Phase 6 : Excavation de 3m du stross + 3m du radier.

Phase 6 : Excavation de 3m du stross + 6m du radier avec l'activation du soutènement et les boulons radiaux (voir figure VI.7).



Phase 3



Phase 5

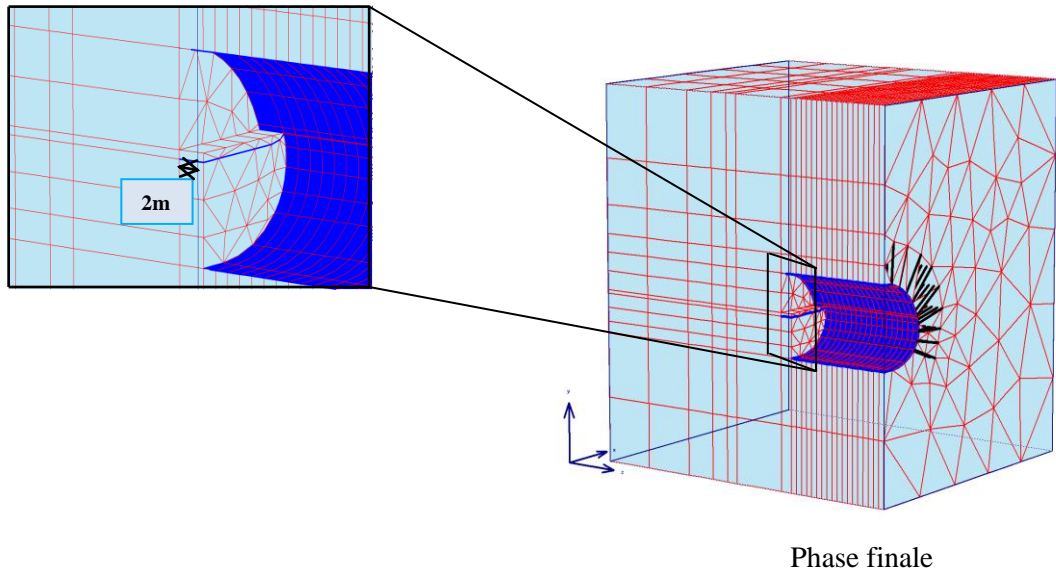


Figure VI.7 : Phases de calcul pour le premier cas de la méthode NATM.

Remarque :

Il y a un radier temporaire entre la calotte et le stross afin de limiter les déplacements verticaux au cours d'excavation.

VI.5.5. Le deuxième cas :

Le soutènement de 2^{ème} cas est celui du premier mais on ajoute la voûte parapluie sur le tiers ou le quart supérieur de la calotte et on élimine les boulons radiaux qui se trouvent à cette distance.

La voûte parapluie consiste à mettre des barres d'acier longitudinales inclinées à certain angle ($\approx 50^\circ$), l'avantage est d'assurer une stabilité suffisante durant l'excavation et limiter les déformations.

Les barres d'aciers utilisées dans le tunnel T4 consistent de vingt sept tubes qui font 12,25m de longueur et un diamètre égal 11,4cm. Le matériau d'injection qu'il a été utilisé est de la résine de silicate (donne une forte liaison interne entre les sols).

Chaque groupe de tubes est séparé par une distance de 9m ; c'est-à-dire, on met le premier groupe puis on excave 9m pour placer le deuxième et ainsi de suite (voir figure VI.8).

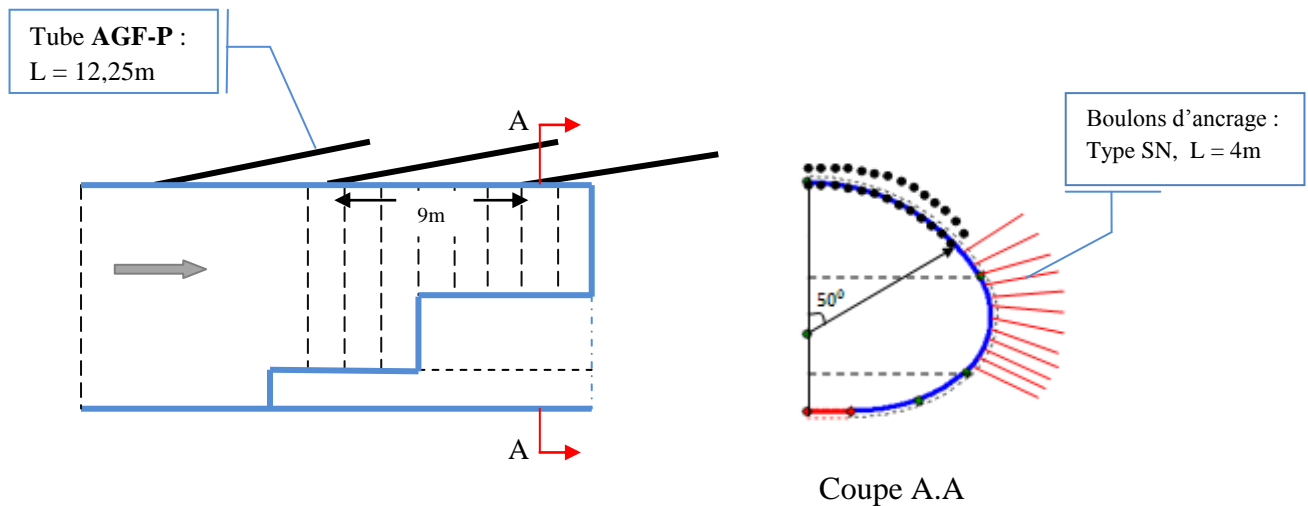


Figure VI.8 : Schéma représente la méthode de la voûte parapluie.

VI.5.5.1. Modélisation de la voûte parapluie :

Plaxis permet seulement de dessiner des boulons suivant le plan $[X, Y]$, c'est-à-dire les boulons radiaux. Mais si on a un tunnel renforcé frontalement ou par des inclusions inclinées suivant la direction Z , il faut utiliser la méthode d'homogénéisation.

L'homogénéisation d'un massif de sol renforcé, consiste à remplacer (boulons et sol) par un matériau homogènes équivalent, représentatif du sol.

Pour remplacer le sol par un matériau homogène, on utilise soit un module de déformation équivalent ou une cohésion équivalente. Dans notre modélisation, on utilise un E_{eq} . (Voir figure VI.9).

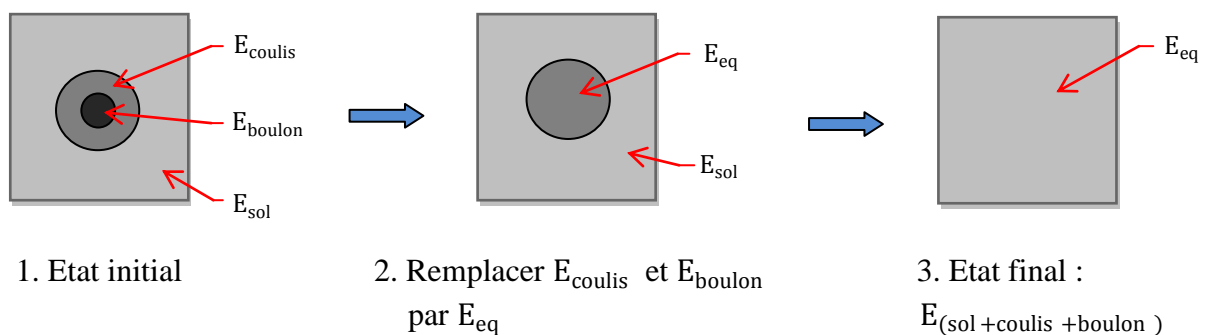


Figure VI.9 : Principe de la méthode d'homogénéisation.

VI.5.5.2. Représentativité de la cellule de base :

Nous allons tout d'abord définir la cellule de base. Ce terme représente la structure élémentaire du composite sol/boulons autrement dit c'est le plus petit volume contenant les

matériaux constitutifs du sol renforcé. La figure suivante illustre notre cellule de base (pour la voûte parapluie).

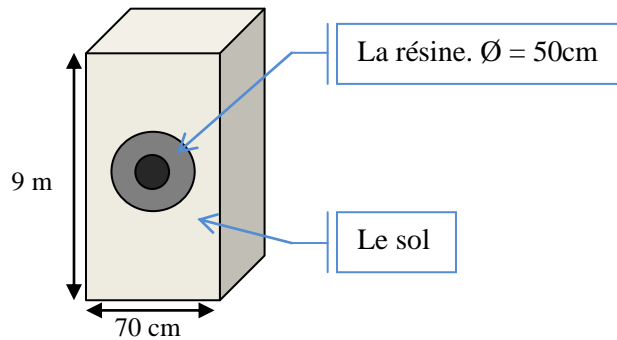


Figure VI.10 : Cellule de base représentative du sol renforcé.

La représentativité de cette cellule de base définit l'aptitude de celle-ci à représenter la réalité sur l'ensemble du massif renforcé.

La densité de boulonnage D_b , en d'autre terme le nombre d'inclusions par mètre carré de paroi se doit être assez élevée afin que la méthode d'homogénéisation puisse être employée (la fraction surfacique de renforcement $d = \frac{\text{section}_{\text{renf}}}{\text{section}_{\text{cellule}}}$ doit être suffisamment faible $d \ll 1$), et que la rigidité des boulons soit beaucoup plus grande que celle du sol.

VI.5.5.3. Détermination du module équivalent :

Pour déterminer le E_{eq} , on utilise le tenseur des contraintes homogénéisé qui provient de la somme de la contribution de chacun des deux matériaux, ou on utilise directement la formule suivante :

$$E_{eq} = \frac{E_s A_s + E_{couli} A_{couli} + E_b A_b}{b * h}$$

$b * h$: Surface de la cellule de base.

A : Surface du matériau.

	E (MPa)	A (m ²)	E.A (KN)	b*h (m ²)	E_{eq} (MPa)	E_{eq}/E_{sol}
Sol	4	6,1	$2,44 * 10^4$	6,3	1146,7	286,68
Boulons	$2 * 10^5$	$6 * 10^{-3}$	$1,2 * 10^6$			
La résine	$3 * 10^4$	0,2	$6 * 10^6$			

Tableau VI.4 : Détermination du module équivalent pour la voûte parapluie.

A partir de la détermination du module équivalent, on dessine directement la couche homogénéisée (voir figure VI.11) :

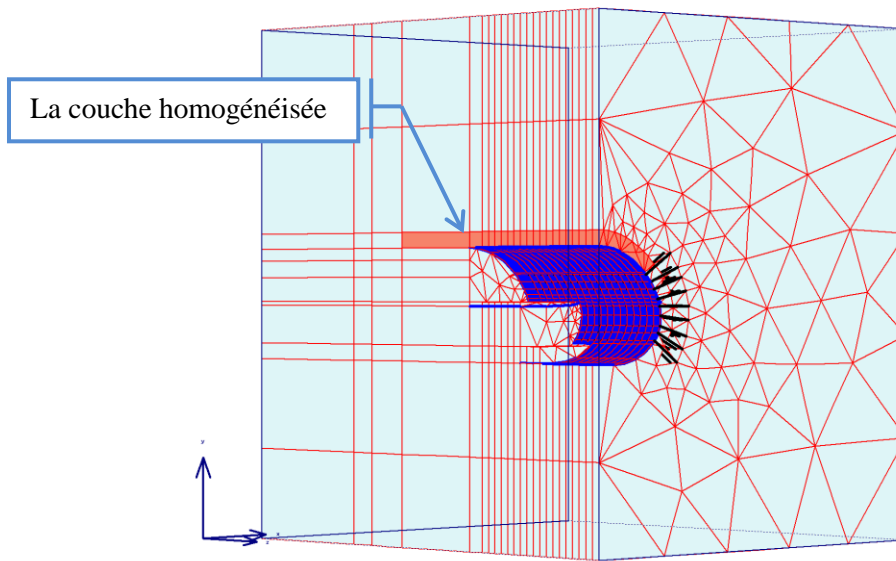


Figure VI.11 : Modélisation de la voûte parapluie.

VI.5.5.4. Phasage de calcul :

Les phases de calcul sont celles de premier cas, sauf chaque 9m d'excavation on active 13m de la couche homogénéisée.

VI.6. La méthode ADECO.RS :

La méthode ADECO.RS est la même que la méthode FIT, cette dernière est utilisée par les japonais dans le tunnel T4. Il consiste à renforcer le sol par des inclusions en polymère renforcé par de fibre de verre de grande longueur (GFRP).

VI.6.1. Explication de la méthode FIT :

Comme on a dit que le soutènement de la méthode **FIT** est constitué de :

- Cintres métalliques HEB 200 + une couche de 40cm de béton projeté + treillis soudé + les boulons d'ancrage (7 boulons) + des tubes (GFRP) renforcés par de fibre de verre au noyau d'avancement.

Les inclusions tubulaires en « **GRFP** » de grande longueur à base de polymère renforcé par des fibres de verre scellé dans le terrain par système d'injection (un coulis de ciment) afin de stabiliser le front de taille.

Pour la section qu'on a choisi (PK : 231+253), plusieurs rangés de tubes en fibre de verre ont été utilisés (en Calotte et Sross), la distance entre les tubes est de l'ordre de 1,5m verticalement et 2,5m horizontalement, et la longueur des tubes en « **GFRP** » sera 19.50m.

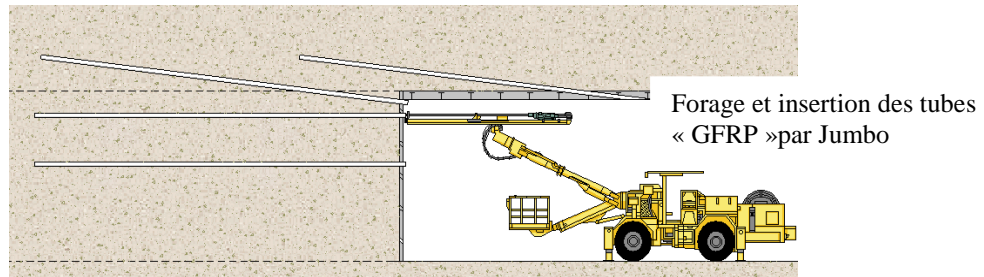


Figure VI.12 : La mise en place des tubes (GFRP).

Pour constituer le tube total, il faut assembler six tubes font 3m de longueur et un tube support. L'assemblage entre deux tubes est assuré par des manchons de raccordement.

Le renouvellement total du boulonnage est effectué après quelques avancements (environ 16m d'excavation).

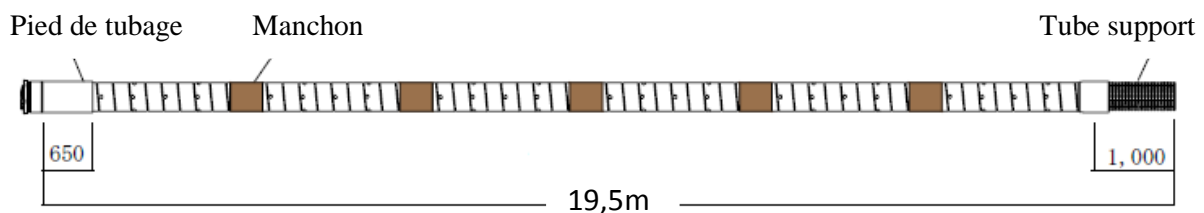


Figure VI.13 : Assemblage des tubes (GFRP).

VI.6.2. Modélisation du renforcement de front :

Le renforcement par boulonnage des tunnels peuvent être utilisées par trois types de modélisation: des approches simplifiées, l'homogénéisation et la modélisation complète du terrain, des inclusions et leur interaction.

Pour notre cas, on va utiliser les approches simplifiées qui ne prennent pas en compte directement le boulonnage, mais tentent de simplifier l'apport de renforcement du boulonnage par l'utilisation d'un paramètre équivalent, donc on a utilisé les cas suivants:

- L'augmentation de la cohésion du sol dans le noyau.
- L'application d'une pression au front de taille.

VI.6.2.1. Cas 1 : L'augmentation de la cohésion du sol :

Grasso & Al [1991, 1993] ont proposé de simuler l'effet de renforcement longitudinal du front par une augmentation des propriétés du sol et en particulier en agissant sur la valeur de la cohésion, comme l'a déjà proposé le même auteur pour les boulons radiaux (Grasso & Al [1989]). Ils aboutissent à la relation suivante:

$$c_{\text{renf}} = c + \frac{\Delta\sigma_3}{2} * \tan\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\text{Où } \Delta\sigma_3 = \frac{n * T_b}{S}$$

n : est le nombre de boulons.

S : est la surface représentative d'une section de tunnel boulonné.

T_b : est la traction admissible du boulon ($T_b = A \cdot \sigma_{ad}$).

Les caractéristiques mécaniques retenues pour la modélisation sont présentées dans le tableau suivant :

	n	S (m ²)	T _b (KN)	$\Delta\sigma_3$ (KN/m ²)	C (KPa)	c_{renf} (KPa)
Cas A	55	126,3	600	261,28	10	180,25
Cas B	45			213,77		149,3
Cas C	35			166,27		118,34

Tableau VI.5 : La cohésion renforcée pour les différents cas.

VI.6.2.2. Cas 2 : Pression appliquée au front de taille :

L'approche proposée par Peila (1994) consiste à prendre en compte l'apport du renforcement par une pression exercée au front de taille. Cette pression est égale à la somme des efforts dans les boulons ramenée à la surface du front.

$$P_{\text{renf}} = \min\left\{\frac{nA\sigma_{\text{adm}}}{S}, \frac{nS_l\tau_{\text{adm}}}{S}\right\}$$

Avec :

n : nombre de boulons.

A : section d'un boulon.

σ_{adm} : contrainte maximale admissible en traction dans un boulon.

S : surface excavée.

τ_{adm} : contrainte maximale de cisaillement admissible à l'interface boulon/terrain.

S_l : surface latérale totale d'ancrage

	n	S (m ²)	$A\sigma_{\text{adm}}$ (KN)	P_{renf} (KN)
Cas A	55	126,3	600	261,28
Cas B	45			213,7
Cas C	35			166,2
Cas D	25			118,5

Tableau VI.6 : La pression renforcée pour les différents cas.

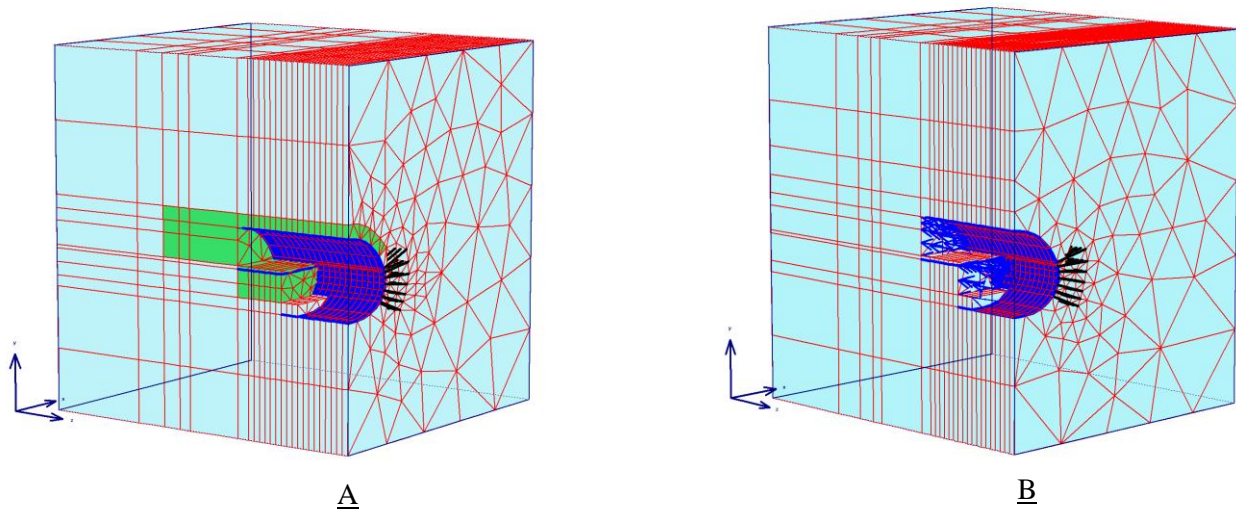


Figure VI.14 : Modélisation de l'ADECO.RS (**A** : l'augmentation de c . **B** : pression appliquée)

VI.6.3. Phasage de calcul :

Le phasage de calcul est toujours le même à l'égard de la première méthode mais pour :

- La pression appliquée au front : chaque phase on applique une force déterminée directement par la formule.
- L'augmentation de la cohésion : chaque 15 ou 16m d'excavation, on renforce 19m du noyau d'avancement.

VI.7. Les résultats obtenus pour chaque méthode :

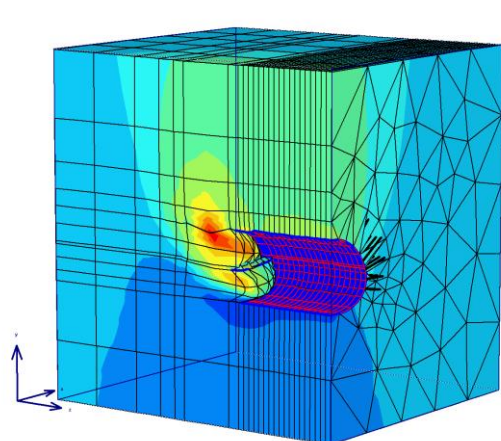
VI.7.1. Etude du mouvement du tunnel :

Nous somme intéressés par la dernière phase de calcul et nous avons suivi les mouvements horizontaux et verticaux qui se trouvent à 20m de front dans les parties suivantes du tunnel :

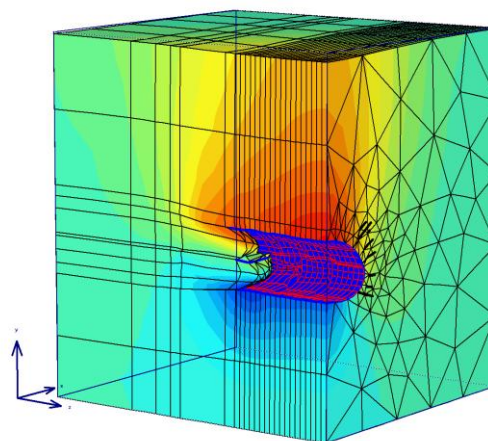
- Clé du tunnel.
- Tassement en surface.

VI.7.1. A. Les mouvements verticaux :

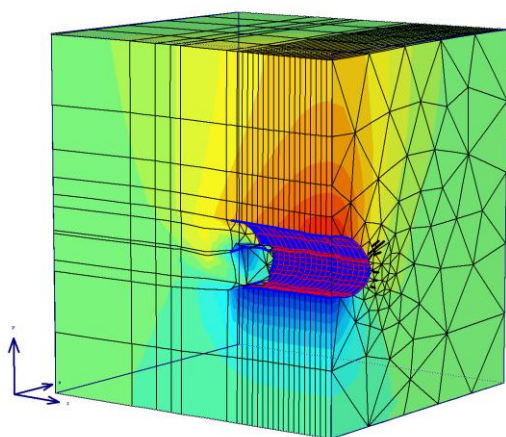
Nous présentons le comportement général des deux méthodes (NATM et ADECO.RS) avec les différents cas envisagés. La figure VI.15 présente les mouvements verticaux du tunnel (on a prend seulement les déplacements du dernier cas pour la méthode ADECO.RS).



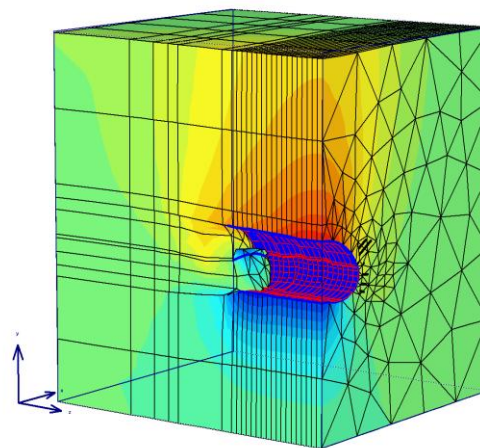
NATM : premier cas



NATM : voûte parapluie



ADECO.RS : pression appliquée



ADECO.RS : l'augmentation de C

Figure VI.15 : Les mouvements verticaux du tunnel

Les déplacements verticaux sont maximum au niveau de l'axe vertical du tunnel (Y) dans les deux méthode et diminuent d'intensité lorsqu'on s'éloigne de l'axe. Les déplacements les plus importants apparaissent au niveau de la clé du tunnel et ils décroissent jusqu'à la surface.

Les déplacements en clé ($S_{clé}$) et en surface (S_{max}) correspondant à l'axe vertical du tunnel pour les deux méthodes sont donnés dans le tableau VI.7.

Méthode	Méthode NATM		Méthode ADECO.RS						
	Cas 1	Cas 2	Cas 1 : Augmentation de c			Cas 2 : Pression appliquée au front			
			A : 55 boulons	B : 45 boulons	C : 35 boulons	A : 55 boulons	B : 45 boulons	C : 35 boulons	D : 25 boulons
$S_{clé}$ (m)	0,33	0,246	0,204	0,21	0,216	0,183	0,186	0,204	0,225
S_{max} (m)	0,224	0,15	0,096	0,101	0,11	0,094	0,1	0,11	0,127
$S_{max} / S_{clé}$	67%	61%	47%	48%	50%	51%	53%	54%	55%

Tableau VI.7 : Les déplacements en clé et en surface correspondant à l'axe vertical du tunnel.

D'après les résultats obtenus, concernant le premier cas de la méthode NATM où le front de taille n'est pas renforcé ; on remarque que le déplacement vertical est très important au niveau de front (rupture éventuelle) figure VI.16.

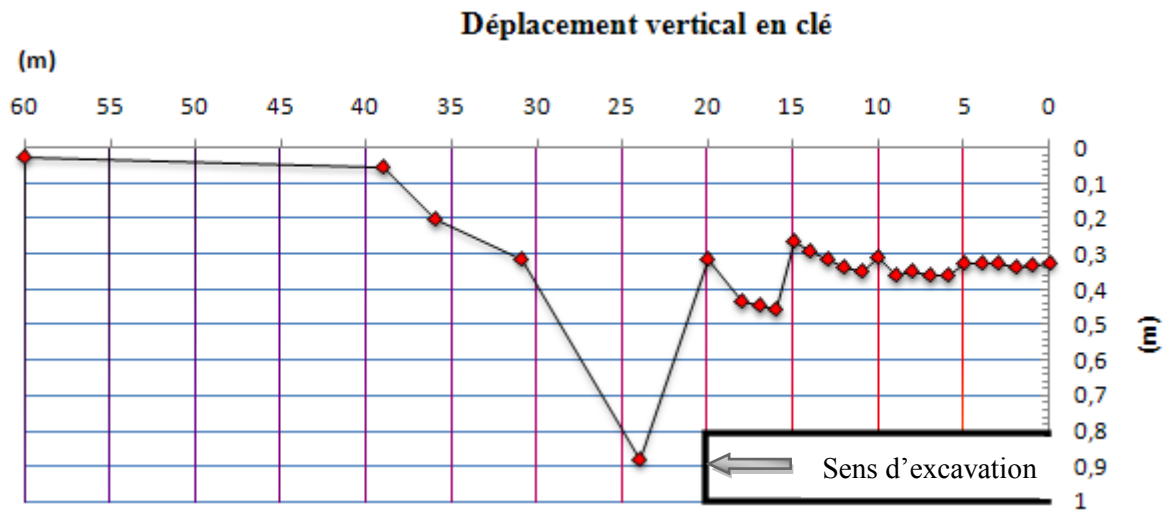


Figure VI.16 : Déplacement vertical de premier cas de la méthode NATM.

En ce qui concerne la méthode ADECO.RS ; si on prend les deux cas de renforcement (la pression appliquée au front et l'augmentation de la cohésion), on constate que les résultats sont quasiment identiques.

La figure VI.17 représente les différents déplacements verticaux en clé de tunnel pour les deux méthodes, on les compare entre les mesures réelles :

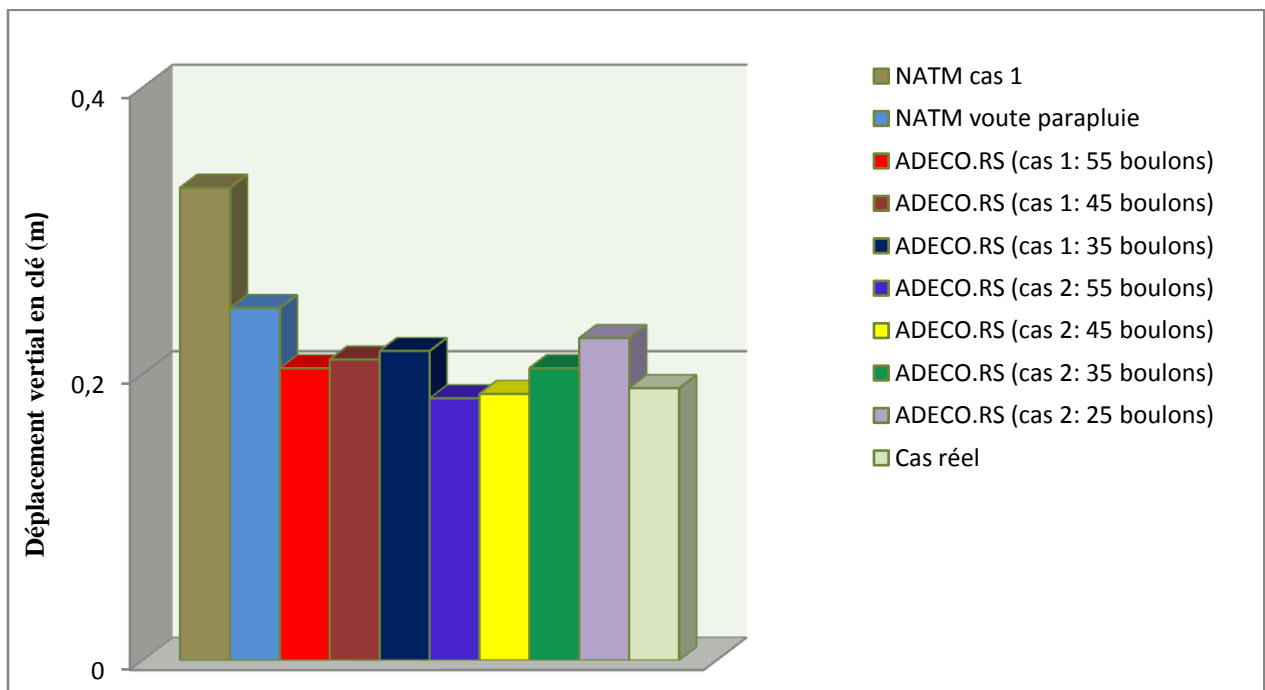


Figure VI.17 : Les déplacements verticaux en clé de tunnel.

Réellement, le PK 231+253 a été creusé en utilisant 49 boulons frontaux en fibre de verre. A cet égard et à proportion de la figure précédente, il apparaît que la méthode ADECO.RS est plus concluante que la NATM.

Pour aboutir aux mêmes résultats que le réel, il vaut mieux que le nombre de boulons frontaux utilisés soit supérieur à 35.

La figure VI.18 présente les tassements en surface pour tous les cas utilisés :

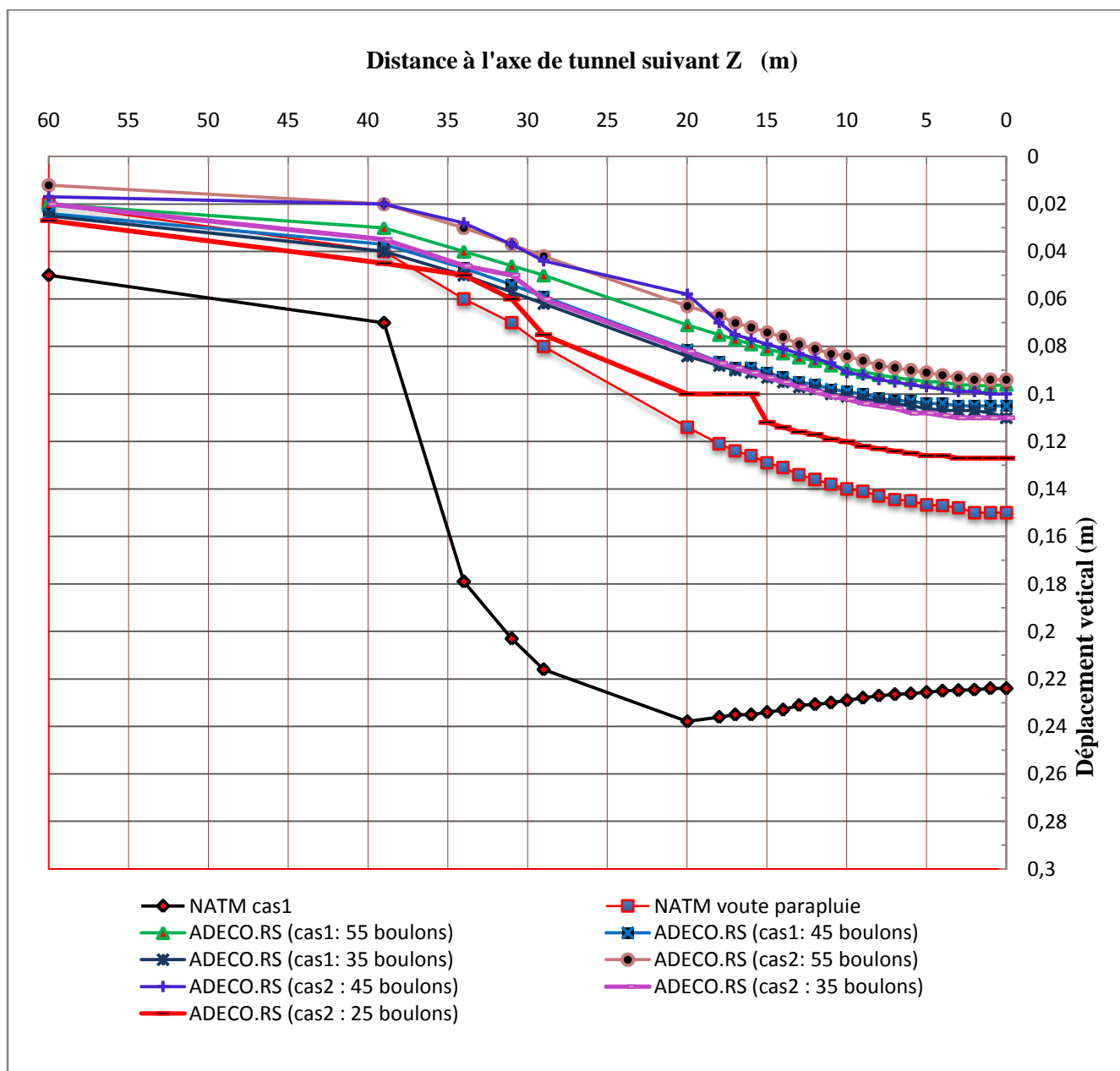


Figure VI.18 : Déplacement vertical en surface.

D'après cette figure, il est clair que la quasi-totalité des courbes de tassement de la méthode ADECO.RS sont confondues, (petite différence) jusqu'à 20m d'excavation malgré l'augmentation de nombre de boulons.

On constate aussi que le renforcement de front a réduit le tassement vertical de 36% vis-à-vis de la méthode voûte parapluie et 54% du premier cas de la NATM.

VI.7.1. B. Les mouvements horizontaux :

Nous avons étudié le déplacement horizontal au sein du massif de sol dans la section verticale loin de tunnel par 1m :

La figure représente le déplacement horizontal le long d'une section verticale pour tous les cas :

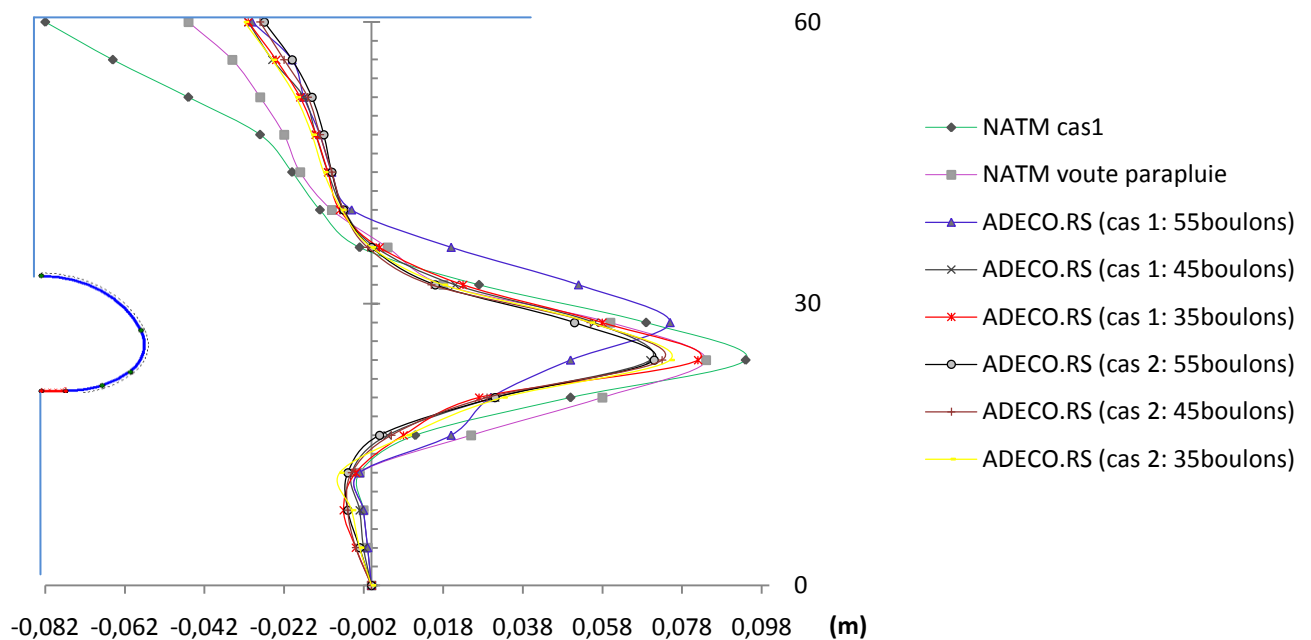


Figure VI.19 : Le déplacement horizontal le long d'une section verticale.

Les déplacements sont négatifs ($U_x < 0$) s'ils se dirigent vers le tunnel (compression), et ils sont positifs si la direction a un signe opposé (traction).

Au-dessous du tunnel les mouvements sont très petits et les déplacements horizontaux se dirigent essentiellement dans le sens opposé de l'axe vertical du tunnel.

La méthode NATM donne des valeurs max de U_x (presque 10 cm), un écart de 25% par rapport à la méthode ADECO.RS.

La concentration des déplacements dans cette partie oblige le géotechnicien d'être prudent pour le dimensionnement de soutènement.

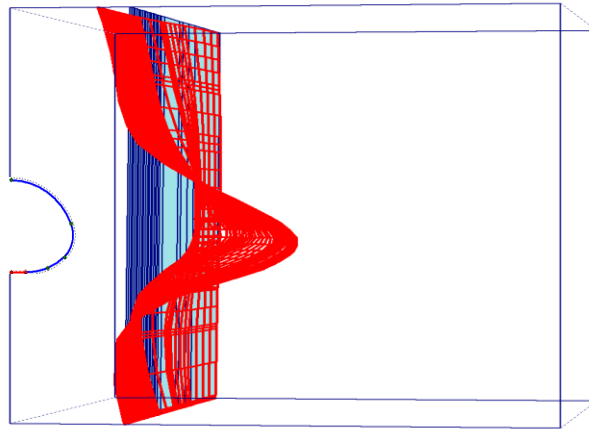
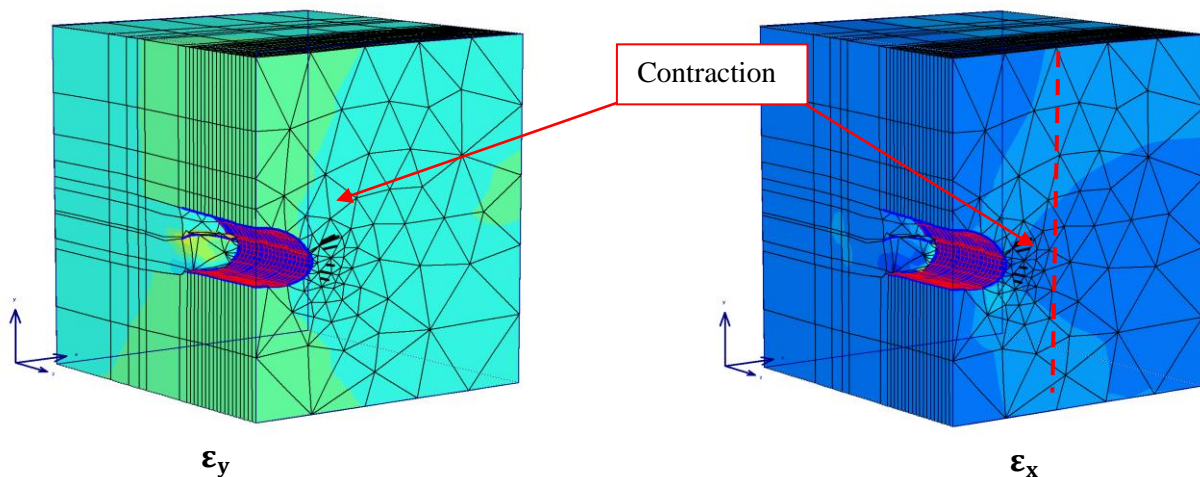


Figure VI.20 : Déplacement horizontal en 3D.

VI.7.2. Déformations principales :

Les déformations principales ε_x et ε_y sont présentées sur la figure VI.21. Si les déformations sont négatives, il s'agit d'une contraction (montrées sur la figure avec la couleur bleue), si elles sont positives, cela correspond à une dilatation.

La figure représente les déformations principales de la méthode ADECO.RS cas 2 (55 boulons). La valeur de la déformation ε_x et ε_y est de l'ordre de -2%.

Figure VI.21 : Les déformations principales ε_x et ε_y .

À titre d'exemple, pour voir mieux les déformations ε_x , on peut prendre une coupe verticale dans le massif (trait rouge) :

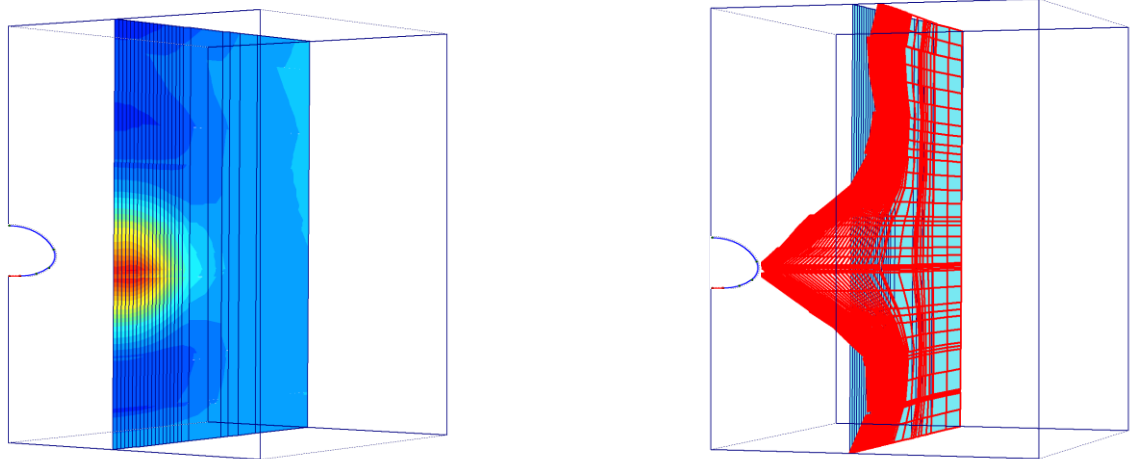
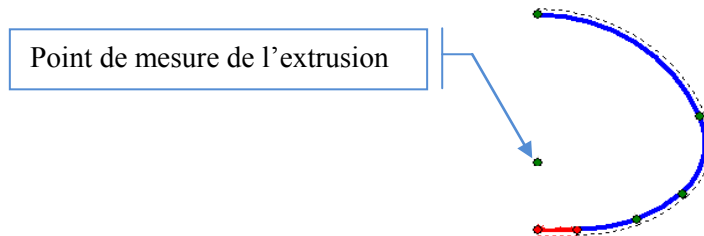


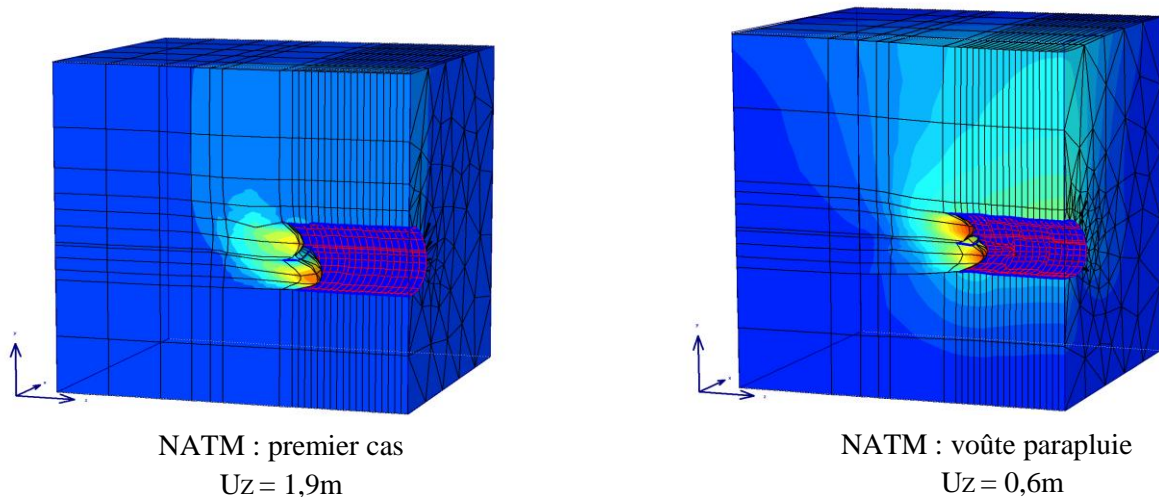
Figure VI.22 : La déformation principale. $\epsilon_x = -2\%$

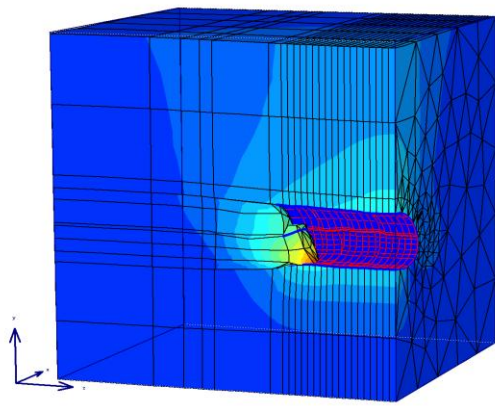
VI.7.3. L'extrusion :

L'extrusion du front est correspond au déplacement horizontal de la section au front. Nous avons mesurés l'extrusion au dessus du radier de 2.6m.

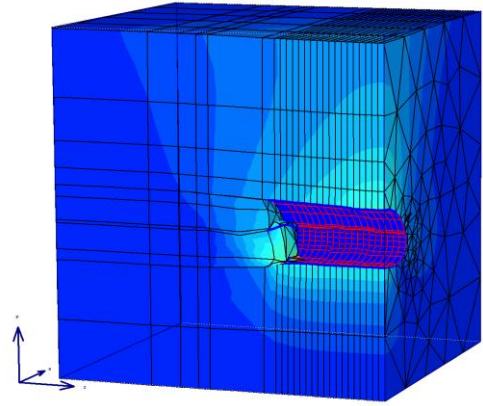


Les figures suivantes représentent les déplacements totaux, il est intéressant de noter que l'extrusion maximale a atteint 1,9m dans NATM (premier cas), ça veut dire un écoulement total de front.





ADECO.RS : l'augmentation de C
Uz = 0,5m



ADECO.RS : pression appliquée
Uz = 0,18m

Figure VI.23 : Déplacement total.

Le diagramme suivant représente l'extrusion en fonction de la distance devant le front :

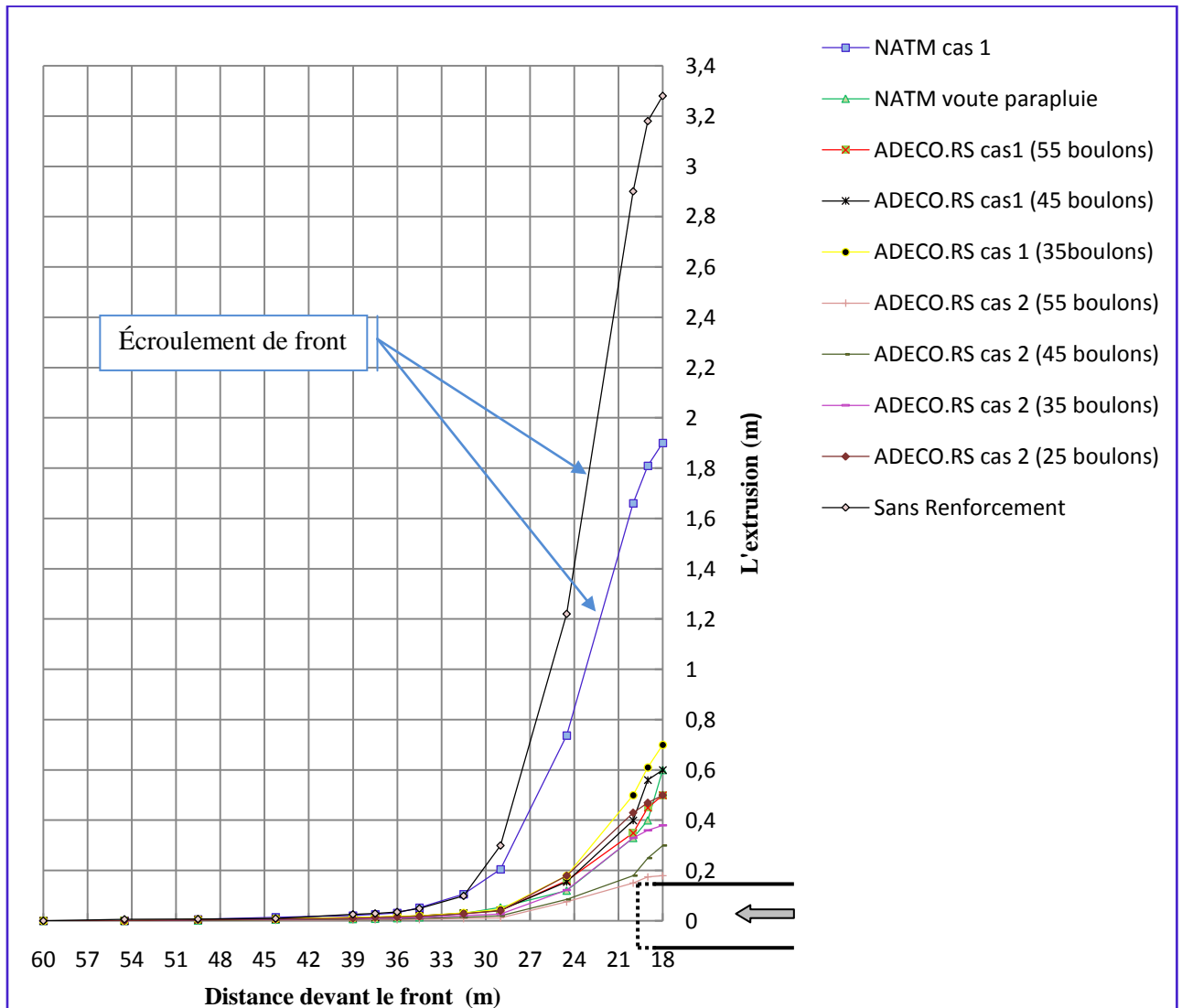


Figure VI.24 : L'extrusion du front de taille.

D'emblée, on remarque que la méthode la plus performante pour maintenir le front de taille à s'effondrer est l'ADECO.RS (en utilisant la pression appliquée au front), un renforcement par 55 boulons fait réduire l'extrusion à 18cm.

Malgré les deux approches (pression appliquée et l'augmentation de la cohésion) sont similaires, les résultats sont un peu différents, en l'occurrence, on se réfère à l'approche de Peila plutôt que l'approche de Grasso.

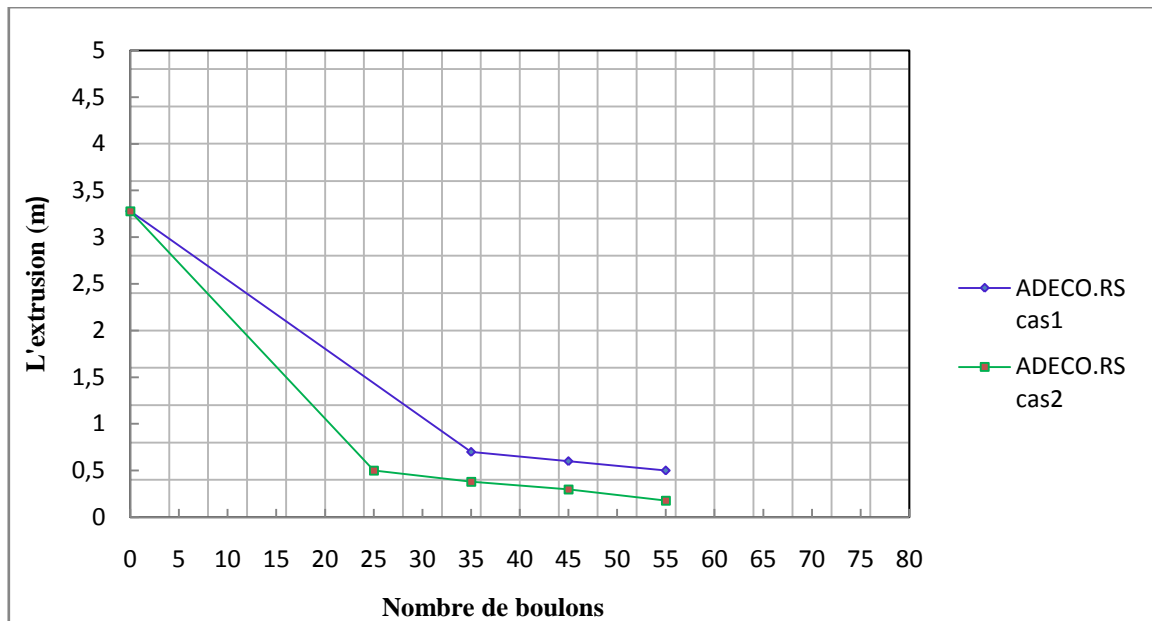


Figure VI.25 : L'extrusion en fonction de nombre de boulons.

Il est important de noter que l'absence de boulonnage nous a donné une extrusion qui est égale 3,3m, une minimisation de 87% pour l'augmentation de la cohésion et 93,5% pour la pression appliquée.

L'utilisation de la méthode ADECO.RS réduit l'extrusion de 66% par rapport à la voûte parapluie et 90% au premier cas de la méthode NATM.

VI.7.4. Les forces dans les boulons radiaux :

Les boulons sont calculés par une loi de comportement élastique linéaire. Ils sont définis par deux paramètres : le module d'Young E du boulon et la section A . Le comportement purement élastique de ces éléments implique de s'assurer après chaque étape de calcul que l'effort normal dans le boulon ne dépasse pas le F_{max} de boulons.

Le diagramme suivant représente les forces dans les boulons en fonction de distance de front de taille

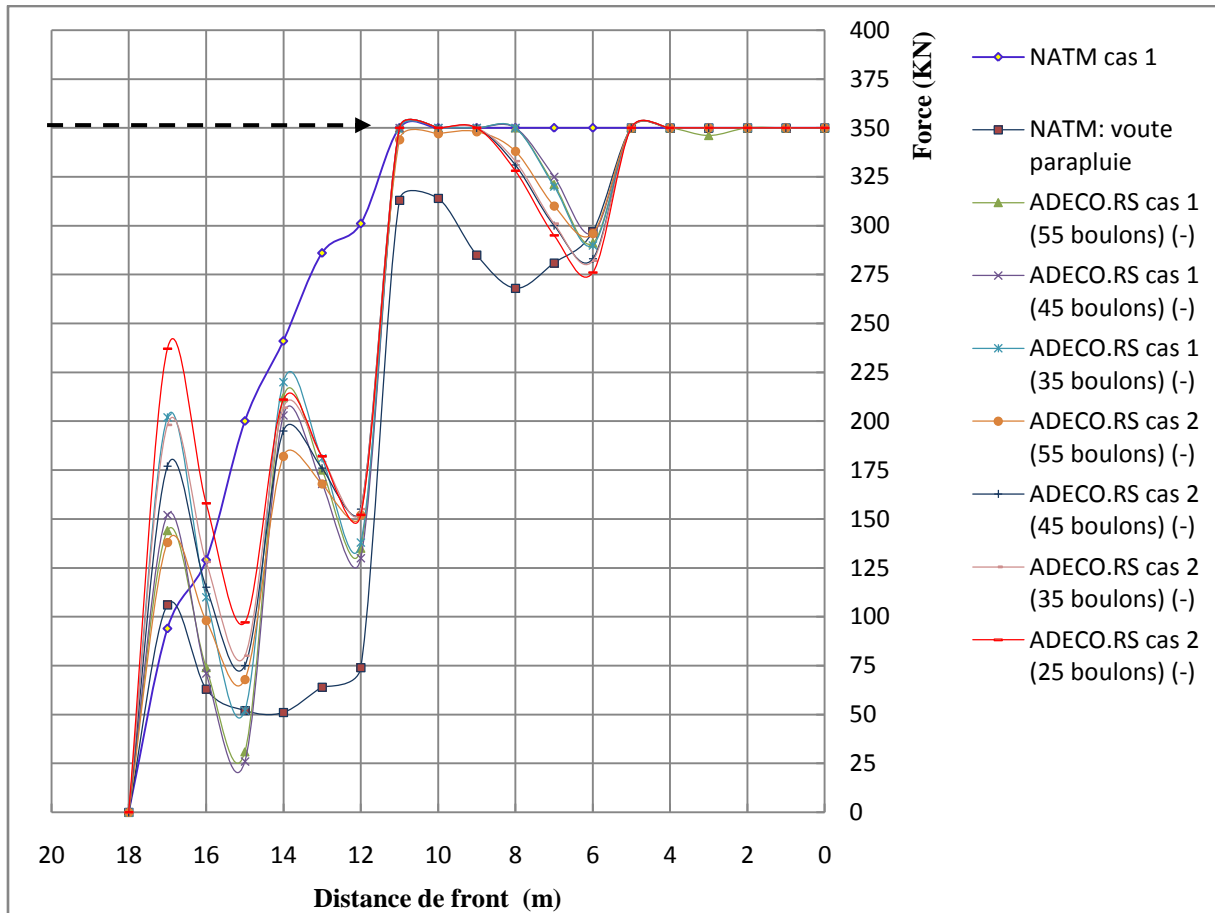
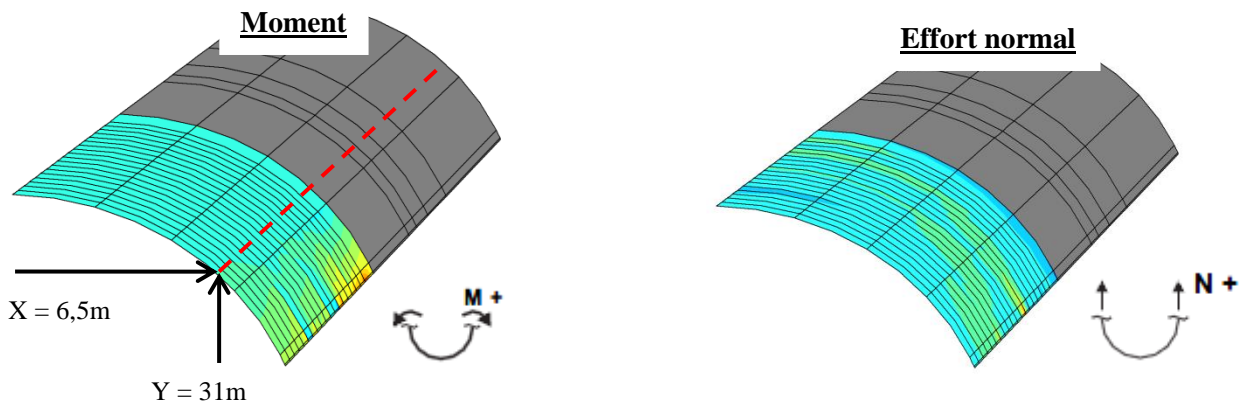


Figure VI.26 : Force axiale dans les boulons.

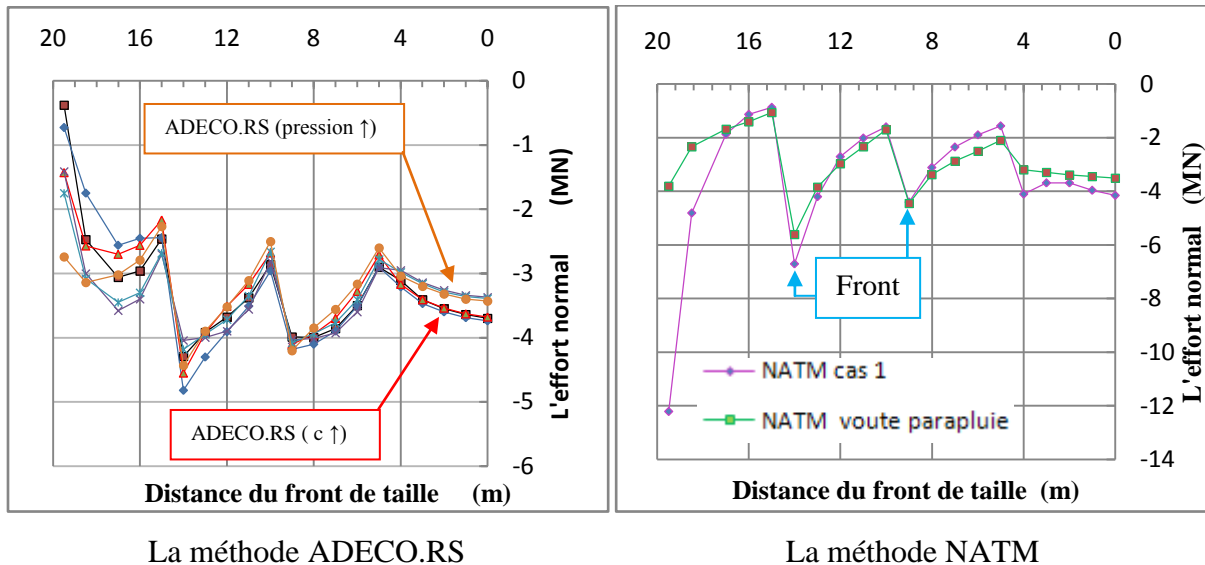
On remarque qu'après 10m d'excavation la force F dans le boulon a atteint F_{max} , et l'ajout des boulons frontaux va diminuer la force.

VI.7.5. Les moments et l'effort normal :

On étudie ici le moment fléchissant M_{11} et l'effort normal N_{11} pour chaque méthode. Les figures VI.27 et VI.28 représentent l'effort normal et le moment respectivement pour le soutènement qui se trouve dans la calotte.



On prend une coupe longitudinale quelconque qui se trouve au (X = 6,5m et Y = 31m) voir le trait rouge, pour montrer la variation du moment et de l'effort normal en fonction de la distance du front de taille.



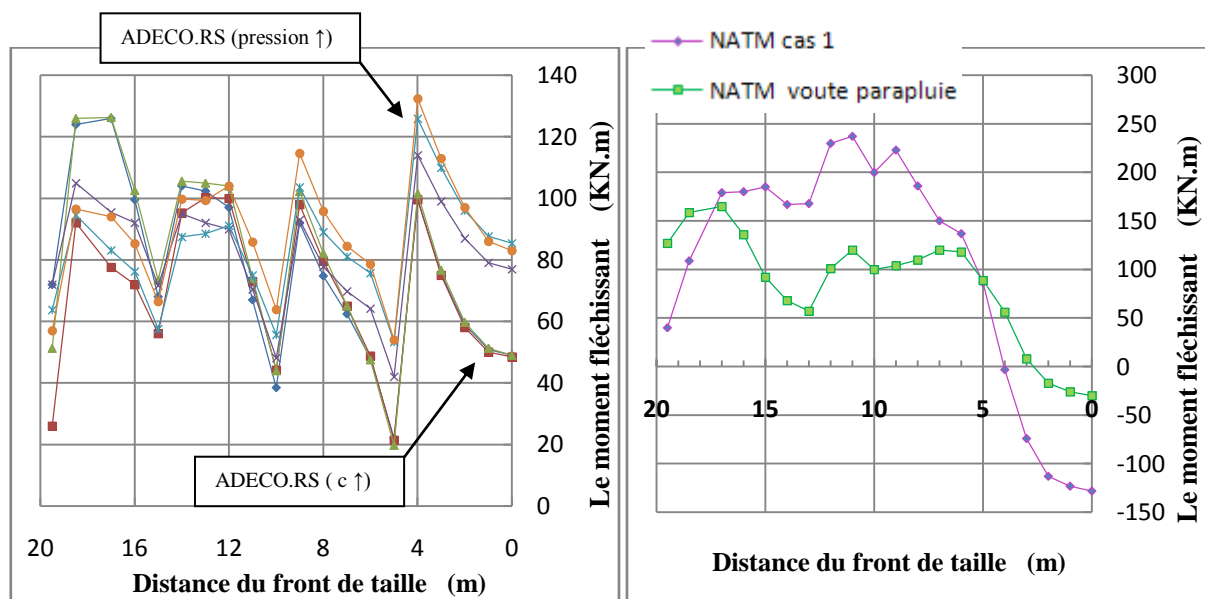
La méthode ADECO.RS

La méthode NATM

Figure VI.27 : L'effort normal N_{11} d'une section en fonction de la distance du front.

On remarque que l'effort normal dans la méthode NATM augmente au cours d'excavation contrairement à celui de la méthode ADECO.RS. Ça revient à l'ampleur de déplacements verticaux et l'extrusion au niveau du front.

L'utilisation de la pression appliquée donne un effort normal moins petit que l'augmentation de la cohésion, et l'augmentation de nombre de boulons frontaux ne change pas trop les résultats.



La méthode ADECO.RS

La méthode NATM

Figure VI.28 : Le moment fléchissant M_{11} d'une section en fonction de la distance du front

La méthode ADECO.RS a diminué le moment de 41% par rapport à l'autre, et le moment au début d'excavation qui provient de l'approche (pression appliquée au front) est un peu plus que celui de l'augmentation de la cohésion.

VI.8. Conclusion :

Les confrontations entre les résultats d'auscultation et la simulation numérique montre que l'utilisation de la méthode ADECO.RS permet d'obtenir des simulations en bon accord avec les phénomènes réels observés lors du creusement de tunnel. La méthode NATM n'est pas recommandé pour maintenir le front, elle peut s'utiliser dans les cas où le sol est dur (module de déformation grand).

Conclusion générale :

Le problème de creusement des tunnels est contrôler les mouvements qui peuvent affecter la stabilité de l'ensemble. Une bonne estimation de ces mouvements est donc nécessaire.

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité d'une section de tunnel T4 en utilisant deux méthodes de renforcements différentes.

L'étude bibliographique fait ressortir les différentes techniques de réalisation et de dimensionnement des tunnels. L'utilisation de technique de creusement par la méthode séquentielle doit être complétée par des mesures visant à renforcer le front de taille par des boulons en fibre de verre et mettre plus rapidement possible le soutènement.

Le comportement du front renforcé par des boulons frontaux est complexe et nécessite la prise en compte des transferts d'efforts à l'interface sol/boulons. Pour ce faire, différentes approches ont été menées (approche en stabilité et en déformation) ou un calcul numérique (approche simplifiées ou par homogénéisation ou la modélisation complète du terrain, des inclusions et leur interaction).

Seule le modèle tridimensionnel qui permet de représenter avec précision les mouvements du front de taille, si pour cela on a choisi le code numérique Plaxis 3D Tunnel pour modéliser notre section. Le code Plaxis permet seulement d'utiliser les approches simplifiées pour renforcer le front, c'est-à-dire remplacer les boulons et l'interaction sol/boulons par un paramètre équivalent (soit l'augmentation du module élastique ou l'augmentation de la cohésion du sol ou l'application d'une pression au front).

Dans la partie numérique, on a comparé entre la méthode NATM (action de confinement) et la méthode ADECO.RS (action de confinement et de pré-confinement), l'analyse porte essentiellement sur les points de ressemblances et de différences entre les deux méthodes et celle des mesures d'auscultations (cas réel), cette étude nous permet de conclure les points suivants :

1. **L**e mouvement vertical a été considérablement réduit à la faveur de l'utilisation de la méthode ADECO.RS.
2. **L'**augmentation du nombre de boulons a seulement une légère prise sur les tassements verticaux.
3. **E**n dépit de l'approche utilisée, on préconise d'utiliser au minimum 35 boulons frontaux pour que les tassements soient inférieure à ceux de réels.
4. **E**n ce qui concerne les mouvements horizontaux, les déplacements se dirigent essentiellement vers le sens opposé de l'axe vertical. Une réduction de 25% si on utilise ADECO.RS.
5. **S**elon les résultats obtenus, il devient évident de dire que la méthode la plus performante pour maintenir le front est l'ADECO.RS, l'extrusion a atteint 18cm (si on utilise 55 boulons).

6. Deux approches se sont utilisées, a priori leur principe d'utilisation est le même. Néanmoins, l'approche de Peila (pression appliquée au front de taille) est plus concluante que l'approche de Grasso (augmentation de la cohésion du sol).

Enfin, on peut dire que cette étude a mis en évidence clairement l'efficacité de la méthode ADECO.RS pour la stabilité de l'ouvrage. Et la modélisation numérique en général se considère comme une méthode de prévision (pour limiter les dégâts et réduire le coût de réalisation), mais il convient tout d'abord d'obtenir des paramètres (physiques et mécaniques) fiables et complets afin d'aborder les diverses approches.

Les perspectives de développement de ce travail peuvent s'inscrire dans trois directions, il serait possible d'utiliser la loi Soft Soil Creep pour étudier la stabilité du tunnel au cours de temps. Étudier l'influence de l'évolution ou la dégradation de propriétés mécaniques (E , C , φ) sur le comportement de soutènement et la stabilité de l'ouvrage. Utiliser d'autres approches de renforcement (modèle d'Indraratna) ou d'autres types de renforcement tels que (jet – grouting sous-horizontale, prédécoupage mécanique).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ADACHI T.

- Some supporting methods for tunnelling in Japan and their analytical studies. In : Proc. of the fifth international conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya., 1-5 April, 1985, Rotterdam : A.A. Balkema, 1986, p. 1747-1754

AFTES.

- Recommandations relatives à: La Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. N° p :54. 2003.

AFTES.

- Recommandations relatives à: La méthode de construction des tunnels avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage. N° p :14. 1978.

AFTES.

- Recommandations relatives à: La méthode convergence-confinement. N° p :16. 2001

AFTES.

- Recommandations relatives à: choix des techniques d'excavation mécanisée. N° p :30. 2000.

AFTES.

- Recommandations relatives au choix d'un type de soutènement en galerie. N° p :16. 1974.

AFTES.

- Recommandations relatives : Les reconnaissances à l'avancement. N° p :26. 2008

AFTES.

- Recommandations relatives aux: Méthodes d'auscultation des ouvrages souterrains. N° p :42. 2005.

AFTES.

- Le choix des paramètres et essais géotechniques utiles à la conception, au dimensionnement et à l'exécution des ouvrages creusés en souterrain. N° p : 22. 1994.

AL ABRAM.

- Etude sur modèle réduit bidimensionnel du champ de déplacement induit par le creusement d'un tunnel à faible profondeur. Interaction avec les ouvrages existants, Thèse Génie Civil, Lyon : INSA de Lyon, 1998, 268p.

AL ABRAM I., DIAS D., MATHIEU PH. ET AL.

- Tunnel modeling in analogical soil: Comparison of experimental and computational results obtained with a finite difference program. In : Proc. of 4th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 14-16 October 1998, Udine (Italy), pp. 388-400.

ARDIE PURWODIHARDJO

- Modélisation des déformations différées lors du creusement des tunnels. Thèse de doctorat, école centrale de Lyon 2004.

ARMANDO MANUEL SEQUEIRA NUNES ANTÃO.

- Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisée, thèse de doctorat. L'école nationale des ponts et chaussées 1997.

ATKINSON J.H., BROWN E.T., POTTS D.M.

- Collapse of shallow unlined tunnel in dense sand. Tunnels et Ouvrages Souterrains. 1975, Vol. 7, N° 5, pp. 81-87

ATKINSON J.H., BROWN E.T. et POTTS D.M.

- Ground movements near shallow model tunnels in sand. In : James D Geddes Ed. Large Ground Movements and Structures, London: Pentech, 1977, pp.372.

BARTON, N., LIEN, R., LUNDE, J.

- « Engineering Classification of Rock Masses for the design of Tunnel Support », Rock Mechanics, 1974. Vol. 6 n° 4, pp. 189-236.

BELKACEMI H., BIAREZ J.

- Comparaison entre expériences (Schneebeli) et calculs par éléments finis avec une loi élastoplastique parfaite et une loi hyperbolique. In : Xve rencontre Universitaires de Génie Civil, Strasbourg: 22-23 Mai, 1997, pp.167-174.

BERNAT S.

- "Modelisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble", Qualification sur chantier experimental, 1996. PhD thesis, Ecole Central de Lyon.

BERNAUD D., ROUSSET G.

- La nouvelle méthode implicite pour l'étude du dimensionnement des tunnels. Revue Française de Géotechnique, 1992. n° 60, pp. 5-26

BERNAUD D., ROUSSET G.

- L'essai de soutènement à convergence contrôlée : résultats et modélisation. Proc. of Int. Symp. "Hard Soils - Soft Rocks", Athènes, 1993. Vol. 1, pp. 1381-1391.

BERNAUD D., BENAMAR I., ROUSSET G.

- La "Nouvelle Méthode Implicite" pour le calcul des tunnels dans les milieux élastoplastiques et viscoplastiques. Revue Française de Géotechnique, 1994. n° 68, pp. 3-19.

BERNAUD D., DE BUHAN P., MAGHOUS S.

- Numerical simulation of the convergence of a bolt-supported tunnel through a homogenization method. Int. J. for Num. and Analyst. Meth. in Geomech., 1995a Vol. 19, pp. 267-288.

BERNAUD D.S DE BUHAN P., MAGHOUS S.

- Finite element calculations of a homogenized bolt-supported tunnel. Proc. Int. Cong. "Computational Plasticity: fundamentals and applications", Barcelone, 1995b. pp. 1773-1784

BERNHARD MAIDL, LEONHARD SCHMID, WILLY RITZ, MARTIN HERRENKNECHT.

- Hardrock Tunnel Boring Machines In co-operation. with Gerhard Wehrmeyer and Marcus Derbort 2008.

BHAWANI SINGH. RAJNISH K GOEL

- Tunnelling in Weak Rocks. Elsevier geo-engineering book series 2006.

BIENIAWSKI, Z.T.

- Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. Adv. in rock mech. 1974. 2(A): 27-32.

BIENIAWSKI, Z.T.

- Engineering rock mass classifications. 1989. New York: Wiley.

BIENIAWSKI Z. T.

- "The Geomechanics Classification (RMR System) in Design Applications to Underground Excavations", Symposium International sur la Géologie de l'Ingénieur et la Construction en Souterrain, Lisbonne, 1983.

BIENIAWSKI Z. T.

- "Engineering Classification of Jointed Rock Mass", The Civil Engineer in South Africa, December 1973, pp. 335-343.

BJERUM L.

- Problem Soil Mechanics Construction Soft Clays Structurally Unstable Soils », General Report Session 4 Proceeding Eight International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, 1973. Vol. 3, pp. 111 – 159.

BJERRUM L.

- Engineering geology of norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. Seventh rankine lecture. Geotechnique, 17:81-118, 1967.

BROMS B. B., BENNERMARK H.

- "Stability of Clay at Vertical Openings", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SMI, Janvier 1967, pp. 37-49.

BROCH & FRANKLIN.

- Broch E, Franklin JA. The Point Load Strength Test. Int. Journal Rock Mech. Min. Sci 9, 1972, pp. 669-697.

CAQUOT, A. and J. KERISEL.

- Traité de Mécanique des Sols. Paris: Gauthier- Villars. 1956.

CEM ATAHAN.

- Modélisation numérique du creusement d'un tunnel a laide d'un bouclier a pression de boue, thèse de doctorat. L'école nationale des ponts et chaulées 1995.

CLOUGH et SCHMIDT.

- Design and performance of excavations and tunnels in soft clays, Soft Clay Engineering, Amsterdam: Elsevier, 1981, pp. 269-276.

CLOUTERRE.

- Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols, Paris : Presses de l'ENPC, 1991, 268 p.

CORBETTA F.

- "Nouvelles méthodes d'étude des tunnels profonds, calculs analytiques et numériques", 1990. Thèse de l'Ecole des Mines de Paris.

C.W.W. NG., H.W. HUANG & G.B. LIU.

- Geotechnical aspects of underground construction in soft ground. Proceedings of the 6th international symposium (is-shanghai 2008).

DEERE D. U.

- "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes", Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol. 1, N°1, 1964, pp. 17-22.

DETOURNAY E., FAIRHURST C.

- Two-dimensional elastoplastic analysis of a long cylindrical cavity under non-hydrostatic loading. Int. J. Rock Mech. Min. Sei. And Geomech. Abstr., 1982. Vol. 24, n° 4, pp. 197-211.

DETOURNAY E., CHENG A.H.-D.

- Poroelastic response of a borehole in a non-hydrostatic stress field. Int. J. of Rock Mech. Min. Sei. and Geomech. Abstr., 1988. Vol. 25, pp

DUDDECK H., ERDMANN J.

- On structural design models for tunnels in soft soil. Underground Space, 1985. Vol. 9, pp. 246-259.

DUNCAN J.M., WONG K.S., Ozawa Y.

- FEADAM a computer program for Finite Element Analysis of Dams. College of Engineering, Office of Research Services, University of California, Berkeley California, 1980. Research report no. UCB/GT/80-02

DUNCAN J.M., SEED R.B., WONG K.S. et al.

- FEADAM a computer program for Finite Element Analysis of Dams. Department of Civil Engineering Stanford University, 1984, 14 p. , research report No. SU/GT/84-03

DUNCAN J.M. , CHANG C.Y.

- Non linear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E., 1970, Vol. 96, No. SM5, pp.1629-1653.

DUBUJET PH.

- Modélisation du comportement cyclique des argiles. Thèse, Lyon : Ecole Centrale de Lyon, 1992, 144 p.

DYER M.R., HUTCHINSON M.T., EVANS N.

- Sudden valley sewer: a case history. In: Mair R.J., Taylor R.N. Eds. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground Rotterdam: A.A. Balkema, 1996, pp.671-676, ISBN : 9054108568

EGGER P.

- Stabilité des tunnels à faible profondeur et tassements en surface. Lausanne : Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne. Rapport final, RY 12, 1985, 84p.

EGGER P.

- Problèmes géotechniques des tunnels profonds et solutions constructives. Proc. Int. "Rock at Great Depth", Pau, 1989. pp. 1191-1198

EGGER P.

- Dimensionnement des ancrages en souterrain, Lausanne : Société suisse de mécanique des sols et des roches, 1978, N° 98, 34 p.

EGGER P.

- Déformations au front de taille et détermination de la cohésion du massif rocheux. Tunnels et Ouvrages Souterrains, 1979. n° 32, pp. 93-96.

EISENSTEIN Z., BRANCO P.

- Convergence-confinement method in shallow tunnels. Tunnelling and Underground Space. 1991

EINSTEIN H.H., SCHWARTZ C.W.

- Simplified analysis for tunnel supports. J. Geotech. Engng. Div. ASCE, 1979. pp. 499-517.

FENNER R.

- Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes. Glueckauf, 1938. pp. 681-695 ; 705-715.

GERRARD, C.M.

- Reinforced soil: an orthorombic material, Journal of the geotechnical engineering division, 1982, ASCE, № GT 11, pp. 1460-1474.

GOODMAN R. SHI G. H.

- Calculation of support for hard, jointed rock using the keyblock principle, PROC. 23RD US. Symposium on Rock Mechanics, 1982. PP 883-893, California.

GRASSO, P., MAHTAB, A, FERRERO, A.M. and PELIZZA, S.

- The role of cable bolting in ground reinforcement, Soil and rock improvement in underground works, 1991, ATTI, vol. 1, Milano, pp, 127-138.

GREUILL E.

- Etude du soutènement des tunnels par boulons passifs. Tunnels et Ouvrages Souterrains, 1995. n° 129. pp. 197-201.

GREUILL, E.

- Etude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres par une méthode d'homogénéisation, Thèse de doctorat de l'Ecole polytechnique, Palaiseau, 1993, 199 p.

HERMANN L.R and AL YASSIN, Z.

- Numerical analysis of reinforced soil systems, Proc. Symp. Earth reinforcement, 1978, Pittsburgh, pp. 428-457.

HOEK E., BROWN E. T.

- Empirical strength criterion for rock masses. J. of the Geotech. Engng. Div., Vol. 106, GT9, pp. 1013-1035.

HOEK E., BROWN E.T.

- Underground excavations in rock. Institution of Mining and Metallurgy, London. 1980 b.

HOEK, E and BROWN, E.T.

- The Hoek-Brown failure criterion – a 1988 update. Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, 1988, 31-38.

HOEK, E.

- Strength of rock and rock masses, ISRM News Journal, 1994. 2(2), 4-16.

HOEK E., KAISER P. K., BAWDEN W. F.

- Support of underground excavations in hard rock A. A. Balkema publishers, 1995.

INDRARATNA B. KAISER P.K.

- Stabilization of underground openings in jointed rock, 15th Canadian rock mechanics symposium, 1988, Toronto, pp. 195-206.

INDRARATNA.

- Effect of bolts on failure modes near tunnel opening in soft rock. *Géotechnique*, 1993, vol. 43, N° 3, pp. 433-442

JASSIONNESSE. C., DUBOIS, P. and SAITTA, A.

- Tunnel face reinforcement by bolting, soil bolts homogeneity strain approach, Proc. Symp. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, 1996, London, pp. 373-378

JANBU N.

- Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Wiesbaden, Germany: 1963, vol. 1, pp. 19-25.

KIRSCH D.

- "Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse des Festigkeitslehre", *Veit. Ver. Deut. Ing.* 42. 1898, pp. 797-807.

KONDNER R.L.

- Hyperbolic stress-strain response : cohesive soils, *Journal of the soil mechanics and foundations division*, 1963, ASCE. vol 89. № SM1, pp. 115-143.

LAME G.

- *Leçons sur la théorie de l'élasticité*. 1852. Paris: Gauthier-Villars.

LEBLAIS Y. AND BOCHON A.

- Villejust tunnel: slurry shield effects on soils and lining behavior and comments on monitoring requirement, tunneling '. 1991, London, IMM, pp, 65-77

LEBLAISY., SEMAMAL., BALAN A., ANDRE D.

- "Tunnel de Villejust : Incidence du Creusement des Ouvrages sur l'Environnement et Comportement des Revêtements- Réflexions sur le Choix de l'Auscultation", Conférence Internationale «Tunnels et Micro- Tunnels en Terrain Meubles-Du Chantier à la Théorie», Paris, Février 1989, Presse des Ponts et Chaussées, pp. 615-624.

LECA E., PANET M.

- Application du Calcul à la Rupture à la Stabilité du Front de Taille d'un Tunnel, *Revue Française de Géotechnique*, N°43, 1988, pp. 5-19.

LECA, E.

- Mouvements occasionnés par le creusement d'un tunnel. *Noisy: Cent d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols*, 1987, p.20

LECA E., DORMIEUX L.

- "Contribution à l'Etude de la Stabilité du Front de Taille d'un Tunnel en milieu Cohérent", *Revue Française de Géotechnique*, 1990. N°61, 1992, pp.5-16.

LOMBARDI G.

- Dimensioning of tunnels linings with regard to construction procedures. Tunnels and Tunnelling, 1973. Vol. 5, n° 4, pp. 340-351.

LORET B.

- Formulation d'une loi de comportement élastoplastique des milieux granulaires. Thèse Génie Civil, ENPC, Paris, 1981, 214p.

LUNARDI P.

- Application de la Mécanique des Roches aux tunnels autoroutiers. Exemples des tunnels du Fréjus (côté Italie) et du Gran Sasso. Revue Française de Géotechnique, 1993. n° 12,

LUNARDI P.

- "La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble: études et expériences sur le renforcement du noyau d'avancement", Symposium international "Renforcement des sols: expérimentations en vraie grandeur des années 80", Paris, 18 Novembre 1993.

LUNARDI P.

- "Design & constructing tunnels – ADECO-RS approach", Tunnels and Tunnelling International, special supplement, May 2000.

LUNARDI P., FROLDI P.

- Influence des conditions géostructurelles et géomécaniques sur les phénomènes de rupture dans la calotte du tunnel, VII International IAEG Congress – Lisbon 5–9 September 1994 – vol. VI.

LUNARDI P.

- Evolution des technologies d'excavation en souterrain dans des terrains meubles, Comité Marocain des Grands Barrages" - Rabat, 30 Septembre 1993.

LUNARDI P.

- Design and construction of tunnels. Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS). 2008.

MAIR R.J., TAYLOR R.N., BRACEGIRDLE A.

- Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. Géotechnique, 1993, vol.43, N° 2, pp. 315-320

MUIR WOOD A. M.

- "The Circular Tunnel in Elastic Ground", Géotechnique 25, N°1, 1975, pp. 115-127.

MUIR WOOD, A. M.

- « Ground behavior and support for mining and tunneling », Proc. Tunnelling 79, IMM. London, 1979. pp. 11 – 12.

MÜLHAUS , H.B.

- Lower bound solutions for circular tunnels in two and three dimensions, Rock mechanics and rock engineering, 198/5, Vol 18, pp. 37-52

NAYLOR D.J. A

- Study of reinforcement earth walls allowing strip slip, Symp. ASCE, Earth reinforcement, 1978, Pittsburg, pp. 618-643.

NGUYEN-MINH D., BEREST P.

- Etude de la stabilité des cavités souterraines avec un modèle de comportement élastoplastique radoucissant 4eme Cong. de la Soc. mt, de Méc. Des Roches, tome 1, septembre 1979

NOLL W.

- A mathematical theory of the mechanical behaviour of continuous media. Arch. Rational Mech. Anal., pp. 197-226, 1958.

ORTIGAO, J.A.R, KJOCHEN, R, FARIAS, M.M. and AL.

- Tunneling in brasial porous clay, Canadian geotechnical journal, 1996, Vol. 33, № 4, pp.565-573

PACHER F.

- Deformations messungen im Veruchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues. Felsmech. und Ing. 1964. Geol., Suppl. I.

PANET M.

- Time-dependent deformation in underground works. Proc. 4th ISRM, Montreux, 1979. Vol. 3.

PANET M., GUELLEC P.

- Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille. 1974. Proc. 3th Int. Cong. Rock Mech., Denver, Vol. IIB.

PANET M.

- Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement.1995. Presses de l'ENPC.

PECK R.B.

- Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng., 1969. Mexico city, pp. 225-290.

PEILA, D.

- A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face, Geotechnical and geological engineering, 1994, № 12, pp. 145-168.

PEILA D.

- A theoretical study of reinforcement influence on tne stability of tunnel face, Geotechnical and geological engineering, 1994, № 12, pp. 145-168.

PEILA D. ORESTE, P.P. and PELIZZA, S.

- Study of the influence of sub-horizontal fiber-glass pipes on stability of a tunnel face, North American tunnelling, Rotterdam: Balkema, 1996, pp. 425-432.

PELIZZA, S., PEILA, D. and ORESTE, P.

- A new approach for ground reinforcing design in tunnelling, Cong, Int, Tunneling and underground conditions, 1994, Cairo, pp, 517-522

RABCEWICZ L.

- The new austrian tunnelling method. Water Power, November, 1964. pp. 453-457, December.

RIEDMÜLLER, G. & W. SCHUBERT.

- Critical comments on quantitative rock mass classifications. 1999.

RIEDMÜLLER, G. & W. SCHUBERT.

- Rock mass modelling in tunnelling versus rock massing classification using rating methods. *Rock Mechanics for Industry, Proc. 37th U.S. Rock Mechanics Symposium*: 601-605. Amadei, Kranz, Scott and Smealie (eds).1999. *Felsbau* 17/3: 164-167. VGE.

ROMSTAD, K.M., HERMANN, L.R. and SHEN, C.K.

- Integrated study of reinforced earth-I, *Journal of the geotechnical engineering division*, 1976, ASCE, № GT5, pp. 457-471

ROUSSET G.

- Comportement mécanique des argiles profondes : application au stockage de déchets radioactifs. 1988. Thèse, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

SAGIYAMA T., HAGIWARA T., NOMOTO T et al.

- Observations of ground movements during tunnel construction by slurry shield method at the docklands light Railway Lewisham extension-east London. *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society,1999, Vol. 39, N°3, p.99-112

SCHANZ, T., VERMEER, P.A. & BONNIER, P.G.

- The Hardening Soil Model: Formulation and Verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics-10 years of Plaxis*, Balkema, Rotterdam, 1999. pp. 281–96.

SMITH.

- "Contracting Practices for Tunneling Projects," *Proceedings of North American Tunneling Conference and Exhibition*, Boston, MA, October 1992.

SONMEZ, H., ULUSAY, R.

- Modifications to the Geological Strength Index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 1999. 36 (6), 743-760.

STUTZ P.

- Lois de comportement: principes généraux. In *Manuel de Rhéologie des Géomatériaux*, Paris: Presses de l'ENPC, 1987, pp. 103-127.

TERZAGHI K.

- "Rock Defects and Load on Tunnel Supports", *Rock Tunneling with Steel Supports*, Editeurs Proctor R.V. and White T., publié par Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, 1946, pp. 15-99.

UNTERREINER PH.

- Contribution à l'étude et à la modélisation numérique des sols cloués : application au calcul en déformation des ouvrages de soutènement, thèse de doctorat, ENPC, vol 2, 1994, 499 p.

VERMEER P.A. & BONNIER P.G.

- Pile settlements due to tunnelling. Deformation of soil and displacements of structures. *Proceedings of the tenth European conference on soil mechanics and foundation engineering*, Florence- Italie: Associazione Geotecnica Italiana, 26-30 May.

VITTORIO GUGLIEMMETTI PIERGIORGIO GRASSO ASHRAF MAHTAB SHULIN XU.

- *Mechanized Tunnelling in Urban Areas*. Geodata S.p.A., Turin, Italy. 2007.

WONG, H., SUBRIN, D. and JASSIONNESSE, C.

- Comportement du front de taille d'un tunnel renforcé par des inclusions en fibre de verre, modèle analytique, 4^{ème} réunion annuelle, 1997, GE097, Aussois, pp. 133-147.

YANG Y. et AYACHE N.

- Mesure du champ de déplacement des matériaux sous charge mécanique par analyse d'images. Thèse: Génie Civil, Paris : Ecole Nationale des Ponts et Chaussées: 1992, 143p.

YOO C.S AND SHIN, H.K.

- Behavior of tunnel face pre-reinforced with sub-horizontal pipes, International symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground, 1999, Tokyo, pp. 441-446.