

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : VOA

Présenté par : Derghoum Ilyes

Guerroui Youcef

**Thème : Conception et réalisation d'un tunnel par les
méthodes empirique, analytique et numérique**

Sous la direction de : Bennamara Fatima Zohra

Juin 2016

DÉDICACE

À la mémoire de mon grand-père et ma grande mère Khadîdja

*À ma mère, la femme de ma vie,
À mon père, l'homme de ma vie*

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont toujours présents dans mon cœur.

A Mes chers parents, les premières personnes qui ont cru en moi, qui m'ont encouragée et soutenu le long de mon chemin. Merci pour vos sacrifices, dévouement et surtout de m'avoir fait autant de confiance, de n'avoir jamais douté de mes capacités et de m'avoir éduqué les valeurs justes de la vie, avec autant de sagesse.

Merci maman de m'avoir écoutée avec autant de patience, de m'avoir encouragée et merci pour ton soutien moral. Sans toi je ne serais jamais arrivée au bout du chemin.

A Mes frères, mes sœurs, ma tante Souad, ma grande famille, mes amis(es), mes collègues de promotion 2016, et à toutes personnes ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

Merci à vous tous.

ILYES

DÉDICACE

*À ma mère Aïcha, la femme de ma vie,
À mon père, l'homme de ma vie*

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont toujours présents dans mon cœur.

A Mes chers parents, les premières personnes qui ont cru en moi, qui m'ont encouragée et soutenu le long de mon chemin. Merci pour vos sacrifices, dévouement et surtout de m'avoir fait autant de confiance, de n'avoir jamais douté de mes capacités et de m'avoir inculqué les valeurs justes de la vie, avec autant de sagesse.

Merci maman de m'avoir écoutée avec autant de patience, de m'avoir encouragée et merci pour ton soutien moral. Sans toi je ne serais jamais arrivée au bout du chemin.

A Mes frères, mes sœurs, ma Sœur Meriem, ma grande famille, mes amis(es), mes collègues de promotion 2016, et à toutes personnes ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

Merci à vous tous.

YOUCEF

REMERCIEMENTS

A l'heure où nous apportons la touche finale de ce mémoire, nous tenons à exprimer tout d'abord nos reconnaissances, et notre sympathie, à notre encadreur M^{elle} F.Z Benamara, Enseignante au Département de génie civil, pour sa confiance, sa disponibilité, son aide scientifique, et son optimisme communicatif, qui nous a été fort précieux au cours de cette période difficile. Nos vifs remerciements vont également à tous les membres de Jury qui ont bien voulu accepter d'examiner ce mémoire

A nos familles et nos amis qui par leurs prières et leurs encouragements, nous avons pu surmonter tous les obstacles.

ملخص

إن أشغال تحت الأرض تسمح بإنجاز منشأة تهدف لحركة الأشخاص المركبات السلع (أنفاق مرورية أنفاق لسكك الحديدية و النقل الجماعي) الهياكل تحت الأرض تمثل الحل الأمثل و الملائم لإنشاء البنية التحتية في المناطق الحضرية أو لما يتعلق الأمر بحاجز طبيعي كالمناطق الجبلية. يمكن استعمال مختلف الطرق لحفر الأنفاق. إن حفر النفق يتطلب استعمال تقنية على تخصص طبيعة الأرضية. أبعاد المنشأة و كذا نوع الدعامة الخاصة أثناء الحفر. هذه الدعامة المؤقتة التي تسمح بوضع حد للتشوهات التي قد تحدث للأرضية المحاطة بالنفق خلال إنجازها في انتظار وضع الدعامة النهائية. الدراسة الحالية تهدف إلى وضع تصميم أولي لنفق جبل الكانتور الكائن على مسار الطريق السيار شرق غرب بمختلف الطرق. تجريبية و تحليلية للوصول إلى دعامة لائقة لاستقرار النفق المنشأ كان موضوع المحاكاة رقمية بواسطة طريقة العناصر المنتهية المتوفرة لدى البرنامج لتحديد التشوهات المسجلة أثناء مختلف مراحل الحفر و وضع الدعامة و كذا تغير الإجهاد داخل الأرضية التي تحيط بالمنشأة

كلمات مفتاحية

حفر النفق-, الدعامة-, طريقة العناصر المنتهية- بلاكسيس

Abstract

The underground working allow realizing, underground, works intended for the movement of people, the vehicles and the merchandises (road and motorway tunnels, railway tunnels, collective transportation network etc...). The underground constructions constitute the best-adapted solution to create the new infrastructures in urban area and to the crossing of the mountainous regions. Various methods of execution of tunnels can be used. The tunneling excavation method requires, according to the use of excavation technique, the nature of the ground and the extent of the tunnel, the realization of a retaining structure of the excavation. This retaining structure limits the ground displacements; stabilize walls during the execution phases of the tunnel and improving the excavation stability. This study presents the Pre-sizing of the DJEBEL El-KANTOUR tunnel, named TN4_S4 RN03 (located on East-West Highway of Algeria) by both empirical and analytical methods in order to find a suitable retaining structure capable to stabilize this tunnel. The main aim of the present study is to simulate by numerical modelling the tunnel behaviour, using finite elements method (FEM), implemented in the commercial Software 2D PLAXIS_TUNNEL, in order to locate the displacements and the deformations produced by the simultaneous excavation phases and the use of a retaining structure. As well as the variation of the stresses in the ground, that contains the tunnel.

Keywords: Tunneling excavation, Retaining structure, FEM, PLAXIS_TUNNEL program

Résumé

Les travaux souterrains permettent de réaliser, sous terre, des ouvrages destinés à la circulation des personnes, des véhicules et des marchandises (tunnels routiers et autoroutiers, tunnels ferroviaires, réseau de transport collectif etc...). Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses. Différentes méthodes d'exécution des tunnels peuvent être utilisées. Le creusement d'un tunnel peut nécessiter, selon la technique utilisée, la nature du terrain et les dimensions de l'ouvrage, la réalisation d'un soutènement de l'excavation. Ce soutènement permet de limiter les déformations du terrain, de stabiliser les parois pendant la réalisation des travaux et de renforcer la stabilité définitive de l'excavation.

Cette étude présente le pré-dimensionnement du tunnel DJEBEL EL-KANTOUR, dénommé TN4_S4 RN03 (Autoroute est- ouest) par différentes méthodes empiriques et analytique pour aboutir à un soutènement approprié à la stabilité du tunnel. L'ouvrage a fait l'objet d'une modélisation par éléments finis (MEF) moyennant du logiciel PLAXIS_TUNNEL 2D pour localiser les déplacements et les déformations engendrés par les phases simultanées de creusement et soutènement. Ainsi que la variation des contraintes dans le massif du sol encaissant l'ouvrage.

Mots clés : Creusement du tunnel, Soutènement, MEF, PLAXIS_TUNNEL.

SOMMAIRE

	Page
Chapitre 1 : Les techniques de creusement et les procédés de soutènement des ouvrages souterrains	
1.1 Introduction.....	2
1.2 Description d'un tunnel	2
1.3 Technique de creusement des ouvrages souterrains	2
1.3.1 abattage à l'explosif.....	3
1.3.2 Méthodes de creusements mécanisés.....	4
1.3.2.1 La méthode de creusement à pleine section	4
1.3.2.2 La méthode de creusement en demi-section	4
1.3.2.3 Le creusement en section divisée	5
1.3.3 Machines de creusement mécanisé.....	5
1.3.3.1 Les machines à attaque ponctuelle	6
1.3.3.2 Tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM).....	6
1.3.4 Les principaux types de tunnelier.....	7
1.3.4.1 Les tunneliers à appui radial (tunneliers dits « roches dures »).....	7
1.3.4.2 Les boucliers mécanisés à front ouvert	7
1.3.4.3 Les boucliers mécaniques à front confiné	7
1.3.5 Les organes d'un tunnelier.....	8
1.4 Le soutènement des ouvrages souterrains	8
1.4.1 Fonctionnement du soutènement.....	8
1.4.2 Les types de soutènements.....	9
1.4.2.1 La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM).....	9
1.4.2.1 Soutènement métallique.....	9
1.4.3 Soutènement par cintres métalliques.....	11
1.4.3.1 Les cintres métalliques lourds.....	12
1.4.3.2 Les cintres métalliques légers et coulissants.....	12
1.4.3.3 Cintres réticulés.....	12
1.4.4 Le béton projeté.....	13
1.4.5 Revêtement définitif.....	13
1.4.5.1 Les types de revêtement.....	14
1.5 Étanchéité des revêtements	15
1.5.1 Les raisons de l'étanchéité	16
1.6 Conclusion	16
Chapitre 2 : Classification des massifs rocheux et pré-dimensionnement des ouvrages souterrains	
2.1 Introduction	18
2.2 Classification des massifs rocheux	18
2.3 Les méthodes empiriques de dimensionnement	18
2.3.1 Méthode de K.TERZAGUI	18
2.3.2 Méthode de M.PROTODIAKONOV	20
2.3.3 Le Rock <i>Quality Designation Index</i> (Deere, 1967).....	20
2.3.4 Méthode de Z.Bieniawski	21
2.3.4.1 Le choix de soutènement.....	22
2.3.5 Classifications de l'AFTES (1993).....	23
2.3.5.1 Les paramètres à la description du massif.....	23
2.3.5.2 Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution.....	23
2.3.5.3 Des critères relatifs à l'environnement.....	23
2.3.5.4 Recommandation de L'AFTES.....	23

2.3.6 Méthode de n. Barton	24
2.4 Méthode analytiques : Convergence/Confinement	28
2.4.1 Le développement de la zone en rupture	29
2.4.2 Principes du tracé de la courbe convergence	31
2.4.3 Principes de calcul –Soutènements/Revêtement.....	33
2.4.3.1Raideur et pression admissible dans un anneau de béton.....	33
2.4.3.2Raideur et pression admissible dans les voussoirs.....	33
2.4.3.3Raideur et pression admissible dans les cintres.....	34
2.4.3.4Raideur et pression admissible dans les boulons à ancrage ponctuel.....	34
2.4.4Principes de calcul - Taux de confinement à la mise en place du.....	
Soutènement.....	35
2.5 Les méthodes numériques	39
2.5.1 Modélisation du creusement des tunnels	39
2.5.2Principe de calcul par la méthode des éléments fini	40
2.5.2.1Apport de la méthode des éléments finis.....	40
2.6 La méthode des réactions hyperstatiques	40
2.6.1Détermination des charges "actives".....	41
2.7 Conclusion	42

Chapitre 3: Phénomènes principaux d’instabilité des tunnels

3.1 Introduction.....	43
3.1.1 Effondrement.....	44
3.1.2 Désordres locaux.....	44
3.1.3 Inondation.....	44
3.1.4 Fortes déformation (convergence e extrême)	45
3.1.5 Tassement en surface ou tassement différentiel.....	45
3.1.5.1Tassements en surface	45
3.2 Les mouvements du sol engendrés par le creusement du tunnel.....	46
3.2.1 Description générale des mouvements de sol.....	46
3.2.2 Calcul des tassements.....	46
3.2.3 relation entre le déplacement en clef de tunnel et le tassement en surface.....	47
3.3 Stabilité du front de taille	49
3.3.1 Introduction.....	49
3.3.2 Problèmes de stabilité.....	49
3.3.3 Méthodes d’analyse de la stabilité du front de taille.....	49
3.3.3.1Tunnels en terrains cohérents	50
3.3.3.2Tunnels en terrains frottant.....	50
3.3.4 Soutènement du front de taille.....	50
3.4 Renforcement du front de taille d’un tunnel par boulonnage.....	51
3.4.1 Définition et avantage du boulonnage.....	51
3.4.2 Technique de boulonnage frontal.....	51
3.5 Conclusion.....	53

Chapitre 4: Pré-dimensionnement du tunnel par les méthodes empiriques et Analytiques

4.1 Présentation de projet	54
4.2 Reconnaissance Géotechnique	55
4.2.1 Paramètres géotechniques d’étude.....	56
4.3 Pré-dimensionnement du tunnel par les méthodes empiriques(Le point de sondage S4-LT-35Ni).....	57
4.4 Pré-dimensionnement du tunnel par les méthodes empiriques(Le point de sondage S4-LT-29).....	59

4.5	Pré-dimensionnement par la méthode analytique (convergence confinement).....	61
4.6	La méthode de convergence-confinement par la nouvelle méthode implicite deBernaud- Rousset1.....	67
4.7	Calcul des tassements.....	70
4.8	Conclusion.....	70
Chapitre 5 :Modélisation du creusement du tunnel traversant DJEBEL EL KANTOUR par la MEF		
5.1	Introduction	71
5.2	Présentation du code de calcul PLAXIS	71
5.3	les modèles de comportements utilisées par PLAXIS.....	71
5.3.1	Le modèle élastique	72
5.3.2	Le modèle de Mohr-Coulomb	72
5.4	Etablissement du modèle numérique du tunnel T4/RN03.....	72
5.4.1	Définition du modèle géométrique.....	72
5.4.2	Propriétés des matériaux	73
5.4.3	Caractéristiques du soutènement provisoire (cintres+ béton projeté).....	74
5.4.4	Conditions aux limites	75
5.4.5	Génération du maillage	76
5.5	Conditions initiales	76
5.6	Procédure de calcul.....	78
5.7	Principaux résultats	79
5.8	Conclusion.....	94
	Conclusion générale	95

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure.1.1	2
Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille	
Figure.1.2	3
Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif	
Figure.1.3	4
La foration de plan de tir	
Figure.1.4	4
Le plan de tir	
Figure.1.5	5
Creusement en pleine et demi section	
Figure.1.6	5
Creusement en section divisée	
Figure.1.7	6
Machines à attaque ponctuelle (Extrait de la brochure de Wirth)	
Figure.1.8	7
Creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM)	
Figure.1.9	8
Le principe de fonctionnement des tunneliers	
Figure.1.10	9
Application de la méthode NATM (b) Boulonnage du front	
Figure.1.11	10
Ancrage d'un bloc sans cohésion dans les joints	
Figure.1.12	10
Ancrage d'un bloc instable dans une roche solide le surmontant	
Figure.1.13	10
Ancrage d'un bloc avec cohésion dans les joints	
Figure.1.14	10
Boulons à ancrage ponctuel et à ancrage réparti	
Figure.1.15	11
Boulonnage à ancrage ponctuel	
Figure.1.16	11
Boulonnage à ancrage répartis	
Figure.1.17	12
Cintres lourds	
Figure.1.18	12
Cintres légers	
Figure.1.19	13
cintres réticulés	
Figure.1.20	13
Mise en place de béton projeté	
Figure.1.21	14
Mise en place d'armatures de radier	
Figure.1.22	15
voussoirs universels	
Figure.1.23	15
Etanchéité d'un tunnel	
Figure.1.24	16
le ruissèlement d'eau	
Figure.1.25	16
Stalactites de glace en voûte	
Figure.1.26	16
Formation de glace sur la chaussée	
Figure.2.1	19
Zone décomprimée au dessus d'une cavité	
Figure.2.2	27
Relation entre (Q - De) et les catégories de soutènement	
Figure.2.3	28
La méthode Convergence – Confinement	
Figure.2.4	29
apparition d'une zone plastique (li) pour $\lambda > \lambda_e$	
Figure.2.5	30
Le développement de la zone plastique	
Figure.2.6	32
Représentation des paramètres intermédiaires de calcul pour la Courbe caractéristique du terrain	
Figure.2.7	36
Avancement du tunnel	
Figure.2.8	39
Modélisation du creusement des tunnels	
Figure.2.9	41
Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).	
Figure.2.10	41
Représentation géométrique des variables utilisées dans les formules de Terzaghi	
Figure.3.1	43
Effondrement de la route nationale au-dessus de station de métro de Daikai endommagée par un tremblement de terre (Japon, 1995)	
Figure.3.2	43
Tunnel de Patra après l'effondrement (Grèce, août 1998)	
Figure.3.3	44
fissurations sur les parois	
Figure.3.4	44
Arrivée d'eau gelée dans le tunnel de Galibier	
Figure.3.5	44
Inondation du tunnel de Wushantou, Japon 1992	

Figure.3.6	Rupture de soutènement du tunnel routier de Tymfristos à cause D'une forte convergence	45
Figure.3.7	Forme de la cuvette de tassement Cuvette de tassement 3D	45 46
Figure.3.8		
Figure.3.9	Allure générale de la cuvette de tassement	47
Figure.3.10	Mouvement du sol	48
Figure.3.11	Configuration étudiée	49
Figure.3.12	Schéma de rupture du front de taille en terrain purement cohérent Schéma de rupture du front de taille en terrain frottant	50 50
Figure.3.13		
Figure.3.14	Différents types de boulon longitudinal en fibre de verre	52
Figure.3.15	Pose de boulons en fibre de verre au front de taille	52
Figure.3.16	Deux types de cycles de boulonnage du front : court ou long	53
Figure.4.1	Emplacement du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou	54
Figure.5.1	Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS	71
Figure.5.2	Courbe de comportement élastique	72
Figure.5.3	Fenêtre des paramètres du modèle Mohr Coulomb	72
Figure.5.4	Modèle numérique de référence	73
Figure.5.5	Soutènement provisoire	74
Figure.5.6	Maillage du modèle	76
Figure.5.7	Génération des pressions interstitielles	77
Figure.5.8	Génération des contraintes géostatiques initiales	77
Figure.5.9	Les phases du creusement et soutènement du tunnel djebel el KANTOUR	78
Figure.5.10	Effet de creusement de la première partie de l'intrados sur les déplacements	79
Figure.5.11	Maillage du profil du tunnel djebel elKANTOUR	79
Figure.5.12	Distribution de l'effort normal dans le soutènement après excavation de la calotte	80
Figure.5.13	Distribution de déplacement U_x du soutènement après excavation de la calotte	80
Figure.5.14	Distribution de déplacement U_y du soutènement après excavation de la calotte	81
Figure.5.15	Distribution du moment fléchissant dans le soutènement après excavation de la stross	81
Figure.5.16	Distribution de l'effort tranchant dans le soutènement après excavation de la stross	82
Figure.5.17	Distribution de l'effort axial dans le soutènement après excavation de la stross	82
Figure.5.18	Distribution des Déplacements horizontal suivant U_x dans le soutènement après excavation de la stross	83
Figure.5.19	Distribution des déplacements verticaux suivant U_y après excavation du Stross	83
Figure.5.20	Distribution de l'effort axial dans le radier après excavation du stross	84
Figure.5.21	Distribution l'effort tranchant dans le radier après excavation du Stross	84
Figure.5.22	Distribution moment fléchissant dans le radier après excavation du Stross	85
Figure.5.23	Distribution du déplacement total dans le radier après excavation du Stross	85
Figure.5.24	Distribution des déplacements U_x dans le radier après excavation du Stross.	...86

Figure.5.25	Distribution des déplacements totaux dans ancrages après excavation du Stross	86
Figure.5.26	Distribution des efforts axiaux dans les ancrages après excavation de la stross	87
Figure.5.27	Distribution des déplacements horizontaux dans les ancrages après excavation de la stross	87
Figure.5.28	Distribution du moment fléchissant dans le soutènement après excavation de la calotte	88
Figure.5.29	Distribution du l'effort tranchant dans le soutènement après excavation de la calotte	88
Figure.5.30	Distribution de l'effort axial dans le radier à la fin de l'excavation	89
Figure.5.31	Distribution du moment fléchissant dans le radier à la fin de l'excavation	89
Figure.5.32	Tassement dans le massif du sol 46m au-dessus de tunnel à la fin de l'excavation	90
Figure.5.33	Tassement dans le massif du sol 27.5 m au-dessus de tunnel à la fin de l'excavation	90
Figure.5.34	Tassement dans le massif du sol 17.5 m au-dessus de tunnel à la fin de l'excavation	91
Figure.5.35	Tassement soulèvement du radier à la fin de l'excavation	91
Figure.5.36	La variation du déplacement total dans le massif d sol	92
Figure.5.37	La variation du déplacement horizontal dans le massif d sol	93
Figure.5.38	La variation des contraintes effectives horizontales dans le massif d sol	93

LISTE DES SYMBOLES

λ : Contrainte initiale verticale

σ_R : la contrainte radiale

σ_θ : contrainte orthoradiale

A: section d'acier.

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.

a_d : fonction de forme

d_1 : Diamètre du boulon.

D_e : 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'élasticité 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^{voussoir} : Module desvoussoirs

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 : Coefficient variable avec la nature et la texture de terrain.

K_n : La raideur normale des joints.

K_{SN} : Module de rigidité normale du soutènement.

K_{SF} : Module de rigidité flexionnelle du soutènement.

k_p : Coefficient de butée.

K: Le module de compressibilité volumique.

K_s : Raideur de l'ensemble des soutènements/revêtements.

K'_n : rigidité relative du soutènement par rapport au massif.

$K^{boulons}$: raideur du soutènement/revêtement constitué par l'ensemble des boulons à ancrage ponctuel.

k: Paramètre d'écrouissage.

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.

Is: L'indice de résistance.

Ic: 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.

p_{Smax} : Pression maximale admissible de l'ensemble des soutènements/revêtements.

p_s^{cintre} : pression admissible dans le soutènement.

$p_s^{boulons}$: pression admissible dans le soutènement/revêtement.

R: Rayon de l'excavation.

R_i : rayon intrados.

R_f : Rayon d'influence du front.

Sh: Tassement horizontal à l'abscisse x.

S_{mzx} : Tassement maximale en surface.

$S_{clé}$: Tassement en clé de tunnel.

Sx : Tassement vertical à l'abscisse x.

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

S1: Surface latérale totale d'ancrage.

S_g : Pression de gonflement.

e_l et e_t : espacement des boulons dans les directions transversale et longitudinale du tunnel.

T_b : charge admissible dans le boulon.

T_{br} : charge résistante ultime dans le boulon.

Ui: 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 : angle de frottement exprimé en degrés.

φ_0 : L'angle de frottement interne du sol.

Ψ : Angle de dilatance.

τ : La résistance au cisaillement.

ν : Le coefficient de Poisson de sol.

λ_e : Taux de déconfinement.

σ_1 : Contrainte principale majeure.

σ_2 : Contrainte principale mineure.

σ_c : Résistance en compression simple du terrain

σ_{Re} : Contrainte radiale correspondant à la fin de la phase élastique

σ_a : Résistance admissible de l'acier

u_0 : Déplacement radial au front détaillé.

u_∞ : Déplacement radial à l'équilibre pour le tunnel soutenu.

$u_{\infty 0}$: déplacement radial au front de taille pour le tunnel soutenu.

u_{R0} : Convergence à l'intersection de la courbe caractéristique du terrain en

comportement élastique et de l'axe de la convergence en paroi u_R .

LISTE DES ABRVIATIONS

TBM	Tunnel Boring Machine.
R.Q.D	Rock Quality Designation.
RMR	Rock Mass Rating.
SFR	Stress Reduction Factor : précise l'état des contraintes dans le massif.
ESR	Excavation Support Ratio.
AFTES	L'Association Française des Travaux en Souterrain.
NATM	New Austrian Tunnelling Method.

LISTE DES TABLEAUX

	Page	
Tableau.2.1	Hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel	19
Tableau.2.2	Coefficient de résistance f des roches	20
Tableau.2.3	Classification du rocher en fonction du R. Q. D.	20
Tableau.2.4	Paramètres de classification des roches et notes de pondération.	21
Tableau.2.5	Note d'ajustement pour l'orientation des joints	22
Tableau.2.6	Classe de rocher suivant la classification de Z.Bieniawski	22
Tableau.2.7	choix de soutènement d'après Z.Bieniawski	22
Tableau.2.8	tableaux correspondants aux différents critères importants.	24
Tableau.2.9	Paramètres de classification des roches et notes de pondération (critère de Barton).	24
Tableau.2.10	Valeur de Q et qualité du massif rocheux	26
Tableau.2.11	Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains	27
Tableau.3.1	Estimation de i à partir des relations empiriques.	47
Tableau.3.2	Relations empiriques permettant l'estimation de V_s/V_t	48
Tableau.4.1	Sélection des paramètres d'étude	56
Tableau.4.2	Paramètres de la méthode de Bieniawski	57
Tableau.4.3	Paramètres de la méthode de Barton	57
Tableau.4.4	Données relatives au terrain	58
Tableau.4.5	Données relatives à la cavité	58
Tableau.4.6	Synthèse des recommandations de l'AFTES	58
Tableau.4.7	Paramètre estimatif de Bieniawski	59
Tableau.4.8	Paramètre estimatif de Barton	60
Tableau.4.9	Donnes relatif au terrain	60
Tableau.4.10	Données relatives à la cavité	60
Tableau.4.11	Synthèse des recommandations de l'AFTES	61
Tableau.4.12	Paramètres du profil du sol unité 6	62
Tableau.4.13	Récapitulation des résultats de la méthode de convergence confinement	64
Tableau.4.14	Paramètres de résistance des éléments de soutènement	65

Tableau.4.15	Paramètres de calcul relatifs au massif	67
Tableau.4.16	Paramètres du profil du sol unité 9	67
Tableau.4.17	Paramètres de calcul relatifs au béton	68
Tableau.4.18	Récapitulatif des résultats	68
Tableau.5.1	Données géométriques du tunnel Djebel El Kantour	73
Tableau.5.2	Propriétés des couches de sols	74
Tableau.5.3	Caractéristiques du béton projeté non fissuré	74
Tableau.5.4	Caractéristiques du cintre (profilé HEB200)	75
Tableau.5.5	Caractéristiques des boulons d'ancrage	75
Tableau.5.6	Récapitulation des paramètres mécaniques de modélisation	75
Tableau.5.7	Coordonnées des points caractéristiques (monitoring points)	79
Tableau.5.8	variation des sollicitations (M , T) et des déplacement au niveau du soutènement en fonction des phases de réalisation du tunnel	92
Tableau.5.9	variation du tassement en fonction de la profondeur de la couverture	92

INTRODUCTION GENERALE

Les études de conception et dimensionnement d'un projet de tunnel débouchent sur la préconisation de procédés de construction, prenant en compte l'ensemble des contraintes liées au parti fonctionnel retenu, à l'environnement de l'ouvrage, au terrain encaissant. Selon le problème posé, l'analyse de ces facteurs conduit à limiter l'éventail des procédés de construction possibles.

En zone montagneuse, le développement de moyens de transports ferroviaires à grande vitesse et des réseaux de communication autoroutiers qui ne peuvent épouser le relief (tracé nécessitant de grands rayons de courbure en plan et en profil en long, et de faibles pentes) impose la réalisation de tunnels.

Le recours à tel ou tel procédé de construction doit être assorti de précautions d'exécution, souvent fondamentales et coûteuses, qui ne peuvent être définies sans étude préalable.

Le choix de la technique à employer résulte d'un compromis entre les exigences liées à la géométrie de l'ouvrage à réaliser, les caractéristiques du terrain à creuser, les spécificités du site et de son environnement et les contraintes géologiques et hydrogéologiques (présence ou non de la nappe phréatique)

Au cours de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistant dans le massif se canalisent sur le contour de la cavité, créant un "effet de voûte" qui rend possible la tenue de cette cavité. Le rôle du soutènement est de 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.

Les problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains se résument à la stabilité du terrain pendant les travaux notamment au front de taille ainsi que le choix du type de soutènement et de revêtement à adopter pour assurer la tenue des parois et cela pour maîtriser des mouvements engendrés en surface par le creusement, en particulier lorsque l'ouvrage est construit à une faible profondeur ou à proximité d'autres structures (en site urbain).

Dans le premier chapitre, on présente une étude bibliographique assez générale concernant les différentes étapes d'étude, de conception et de réalisation d'un projet de tunnel profond. Un accent particulier est mis sur les méthodes de pré dimensionnement ainsi que leurs utilités.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des différentes méthodes de classification des massifs de sol ainsi que les méthodes de pré dimensionnement des tunnels à savoir les méthodes empiriques et analytique.

Le troisième chapitre est consacré aux problèmes d'instabilités des tunnels et les méthodes d'évaluation des tassements lors du creusement et pendant l'exploitation de l'ouvrage et les procédées de pré soutènement.

Le quatrième chapitre présente une brève description du tunnel Djebel El-Kantour ainsi que les caractéristiques géotechniques de quelques points de sondages du site encaissant le projet, à partir lesquels un dimensionnement de tunnel est effectué par les méthodes empiriques (Beniawski, Barton et AFTES) et la méthode analytique (convergence-confinement).

Le cinquième chapitre présente en bref le logiciel PLAXIS 2D et la modélisation des phases de creusement et de soutènement du tunnel avec présentation des résultats.

CHAPITRE I

LES TECHNIQUES DE CREUSEMENT ET LES PROCÉDES DE SOUTÈNEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS

1.1 Introduction

Un souterrain est une cavité, généralement artificielle et pseudo-horizontale, à laquelle on peut accéder depuis la surface ou depuis l'intérieur d'un édifice et permettant de cheminer sous terre. Si les grottes peuvent être considérées comme des « souterrains naturels », le nom de « souterrain » s'entend surtout pour désigner une cavité au moins partiellement artificielle, creusée et aménagée par l'homme. Le souterrain est soit taillé à même le substrat si le sous-sol est suffisamment cohérent (rocher, sédiments compacts et stables) soit construit en maçonnerie si le terrain est meuble. Il existe plusieurs types des ouvrages souterrains :

- ❖ -souterrains militaires à usage tactique (architecture militaire, poliorcétique) ;
- ❖ souterrains militaires (galeries de contre-mines, souterrains de fuite)
- ❖ parkings souterrains
- ❖ tunnels ;
- ❖ carrières ;
- ❖ mines.

1.2 Description d'un tunnel

Un tunnel et une galerie souterraine creusée pour permettre à une voie de communication (route, voie ferrée, canal) de franchir un obstacle.

La Figure 1 présente les termes couramment associés à l'excavation d'un puits ou d'un tunnel. Le terrain se déforme à deux endroits : au front de taille on parle d'extrusion et en parois on parle de convergence.

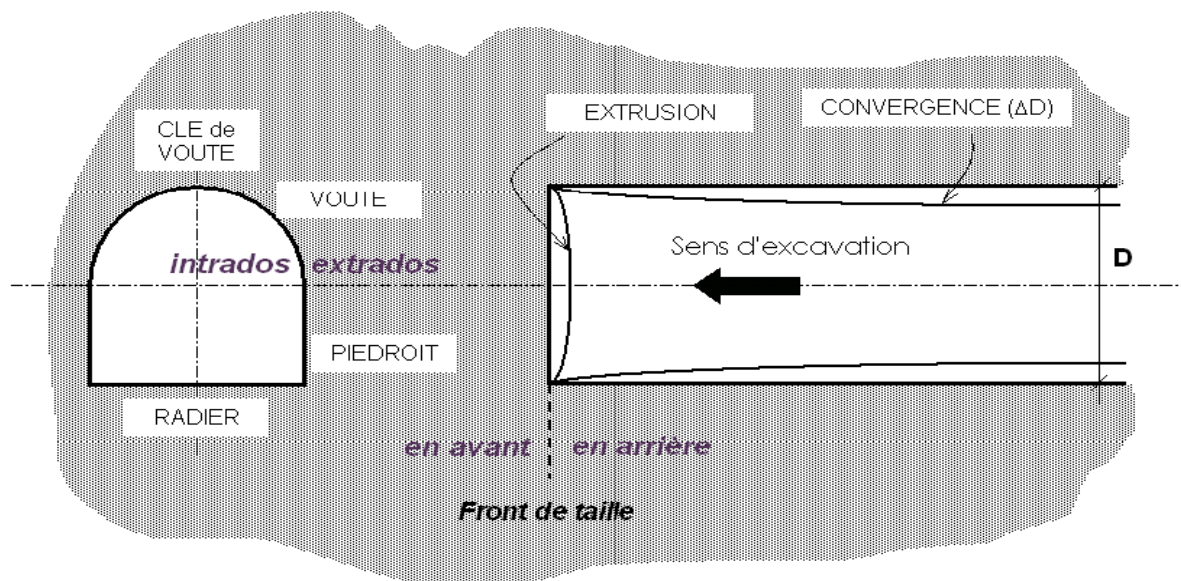


Figure.1.1 : Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille

1.3 Technique de creusement des ouvrages souterrains

Depuis une trentaine d'années, de nouvelles méthodes de construction ont été introduites sur les chantiers, elles permettent de réaliser des ouvrages en site urbain dans des terrains meubles et aquifères sans occasionner des dégâts importants en surface du sol, la simulation d'un ouvrages souterrain est liée étroitement à la méthode d'excavation et la réponse du massif, la connaissance de ses techniques de construction est importante pour arriver à des phasages de modélisation satisfaisante.

Une technique de construction doit permettre l'abattage et la stabilisation du terrain tout en respectant certains critères d'économie et de rapidité. Plusieurs techniques existent et leur

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

emploi varie selon le type de projet (géométrie de l'ouvrage, profondeur), on distingue trois techniques de creusement :

- ❖ creusement à l'explosif ;
- ❖ creusement à attaque ponctuelle ;
- ❖ creusement au tunnelier (TBM).

1.3.1 Abattage à l'explosif

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique. L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes (Fig.1.2) :

- ❖ traçage et perforation du plan de tir ;
- ❖ -chargement des trous de mines et tir de la volée ;
- ❖ ventilation et purge de l'excavation ;
- ❖ évacuation des déblais du front de taille (marinage).

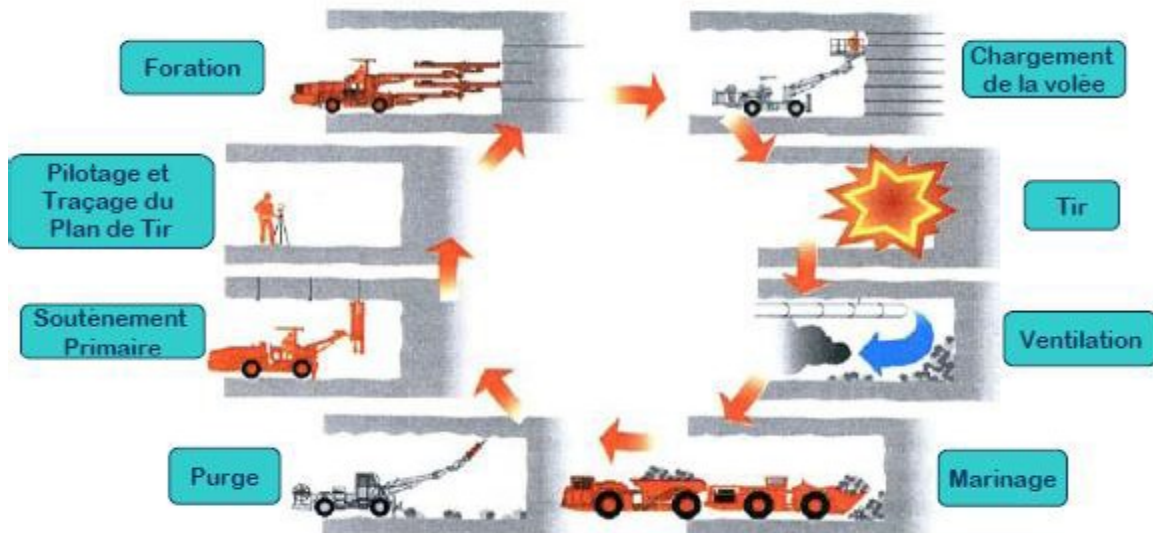


Figure.1.2 Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif

Le traçage du plan de tir souvent commun aux opérations de pilotage de la galerie (implantation et vérification de l'axe de la galerie, contrôle du pourtour de l'excavation) est exécuté sur la base d'un plan de tir théorique adapté aux conditions particulières du front de taille. (Fracturation, hétérogénéité, hors profil et en profil), et à la qualité des roches rencontrées. Pour améliorer la qualité du traçage et pour réduire les délais nécessaires à cette opération, il est procédé à une projection de plan de tir théorique au moyen d'un appareil optique installé en galerie à proximité du front de taille. Le dernier développement consiste à mémoriser le plan de tir dans un logiciel de perforation automatique au moyen d'un ordinateur embarqué sur le jumbo de perforation. La perforation des trous de mine de la volée s'effectue au moyen d'outils perforateurs qui suivant les dimensions de la section à réaliser sont soit simplement montés sur des poussoirs (marteaux-poussoirs), soit montés sur des bras à glissière constituant ainsi des jumbos de forage automoteur de 2 à 5 bras avec nacelle [7].



Figure.1.3 La perforation de plan de tir

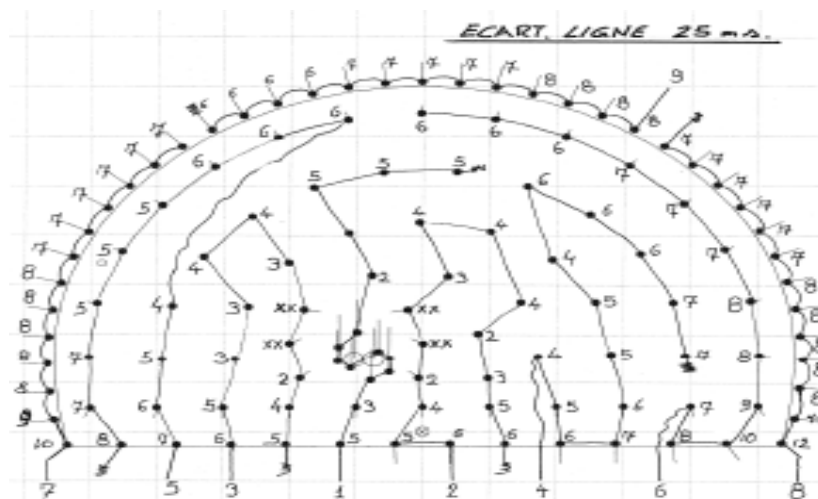


Figure.1.4 Le plan de tir [10]

1.3.2 Méthodes de creusements mécanisés

1.3.2.1 La méthode de creusement à pleine section

Par méthode de creusement à pleine section, il convient de comprendre les techniques d'avancement donnant lieu à dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois. La méthode de creusement à pleine section nécessite l'emploi d'un matériel important (grande hauteur de l'excavation, importance des volumes de marouflage à chaque volée) : elle est donc bien adaptée lorsqu'on pense pouvoir l'employer sur de grandes longueurs de terrain homogène, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté. L'évolution des matériels a tendance à étendre le nombre des chantiers attaqués à pleine section. Lorsqu'elle est applicable (moyennant si nécessaire un soutènement du front de taille),

1.3.2.2 La méthode de creusement en demi-section

Dans la méthode de creusement en demi-section, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps. On doit si nécessaire renforcer le soutènement avant creusement du Stross, aussi bien en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) qu'en partie inférieure (micro pieux sous les appuis de cintres,). En général, le revêtement définitif n'est mis en place

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

qu'après excavation de la totalité de la section. Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important.



Figure.1.5 Creusement en pleine et demi section

L'avantage principal, par rapport au creusement en pleine section, est la mise en œuvre d'un matériel moins important ainsi que de moyens de terrassements habituels pour l'excavation du Stross. L'avantage principal, par rapport au creusement en section divisée, est la possibilité de pouvoir mettre en place rapidement le soutènement ou le revêtement sur toute la partie supérieure

1.3.2.3 La méthode le creusement en section divisée

La méthode de creusement en section divisée consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser (1). Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section. Avant développement des procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille, on avait recours à la méthode d'avancement en section divisée lorsque les caractéristiques du terrain étaient insuffisantes pour assurer une stabilité suffisante du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi section [4].

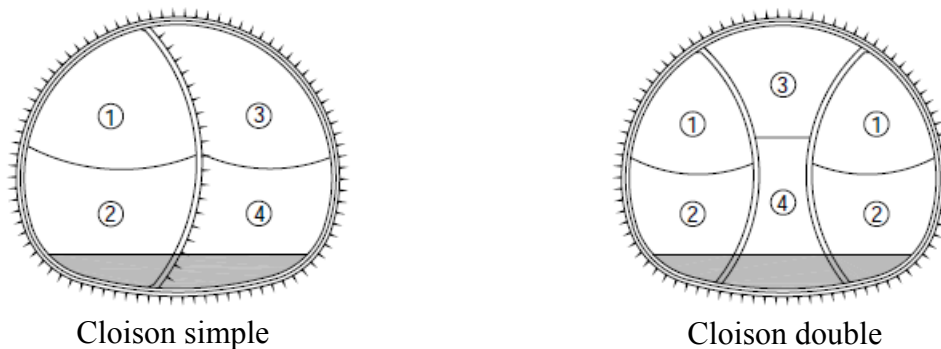


Figure.1.6 Creusement en section divisée

1.3.3 Les machines de creusement mécanisé

Ce sont des machines dont la conception est généralement héritée des équipements miniers et qui se divisent à leur tour en trois catégories, à savoir les machines à attaque ponctuelle, les haveuses et les machines à attaque globale. Dans tous les cas, il s'agit seulement d'assurer l'excavation et, éventuellement, le chargement des déblais, étant entendu que le soutènement provisoire et le revêtement définitif.

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

1.3.3.1 Les machines à attaque ponctuelle

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Les machines à attaque ponctuelle sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles (Fig.1.7). 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, la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras. Dans les machines à attaque transversale la fraise, appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front. Dans le premier cas, le creusement de chaque volée commence par l'exécution d'une sorte de forage perpendiculaire à la surface du front 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 ». Ce procédé de creusement apporte toutefois des inconvénients : bruits, poussières et chaleur dégagée difficiles à combattre dans un milieu confiné.



Figure.1.7 Machines à attaque ponctuelle

1.3.3.2 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. 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 [4].

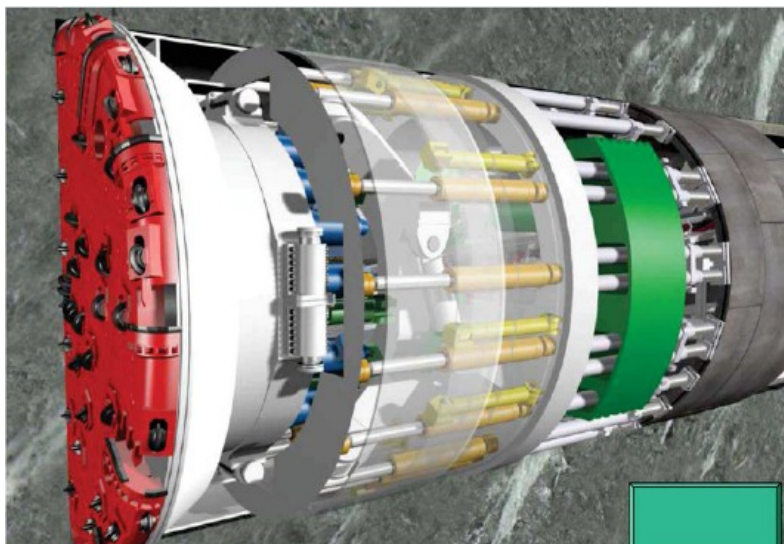


Figure.1.8 Creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM)

1.3.4 Les principaux types de tunnelier

1.3.4.1 Les tunneliers à appui radial (tunneliers dits « roches dures »)

Un tunnelier à appui radial est une machine équipée d'une tête d'abattage circulaire et rotative capable d'excaver en une seule opération la totalité de la section. L'effort de poussée sur la tête d'abattage est mobilisé par des gripper ou patins de vérins latéraux qui prennent appui radialement sur le parement naturel de l'excavation. Ce genre de machine ne crée pas de soutènement de l'excavation, mais on peut y associer un atelier de boulonnage ou de pose de cintres métalliques à quelque distance du front. Ce type de tunnelier trouve par définition son emploi dans des terrains rocheux suffisamment durs et compacts (donc a priori imperméables) pour supporter une pression élevée sans poinçonnement sous les patins des gripper.

1.3.4.2 Les boucliers mécanisés à front ouvert

Ces machines se distinguent des précédentes par le fait qu'elles comportent un bouclier, c'est-à-dire une structure cylindrique rigide qui progresse au fur et à mesure du creusement et qui assure la stabilité des parois de l'excavation. Ces machines s'utilisent dans des terrains de caractéristiques moyennes, Ce type de tunnelier est donc réservé aux terrains cohérents mais pas trop résistants, et relativement imperméables (roches tendres/sols indurés).

1.3.4.3 Les boucliers mécaniques à front confiné

Les boucliers à front confiné constituent ce que l'on pourrait appeler la dernière génération de tunneliers, la mise en œuvre de méthodes spéciales longues et onéreuses de traitement de terrain. Ce type de tunneliers trouve fondamentalement son emploi dans les terrains meubles et aquifères mais permet également de s'adapter à des situations géologiques intermédiaires.

1.3.5 Les organes d'un tunnelier

Un tunnelier présente très souvent trois parties distinctes :

- ❖ la roue de coupe ou tête d'abattage, organe muni de dents et/ou de molettes, qui par le double effet d'une rotation (moteurs hydrauliques ou électriques) et d'une translation (vérins s'appuyant sur les voussoirs ou les parois du tunnel) creuse le terrain ;

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

- ❖ le bouclier, anneau métallique protégeant la machine et les hommes pendant la pose du revêtement définitif (on le classe comme soutènement). Sa partie finale peut être articulée et se terminer par une jupe ;
- ❖ le train suiveur, constitué de remorques successives où sont installés les différents ateliers nécessaires à l'avancement du chantier : approvisionnement en voussoirs, injections de bourrage derrière les anneaux du revêtement, pose de la ventilation, alimentation électrique, cabine de pilotage, système de marinage, etc. Le train roule directement sur les voussoirs, lorsqu'il y en a, ou sur des rails posés à même le rocher. La Figure. I.7 présente un exemple du tunnelier à pression de terre [1].

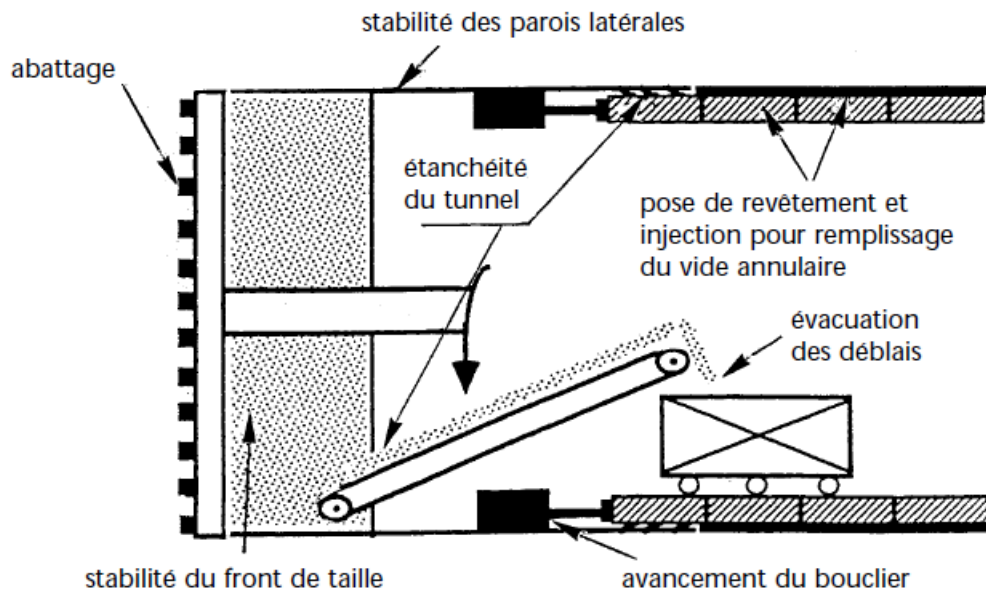


Figure.1.9 Principe de fonctionnement des tunneliers

1.4 Le soutènement des ouvrages souterrains

Le soutènement assure la stabilité de la galerie pendant l'exécution des travaux, mais participe également à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement qui est mis ensuite à l'intérieur. La tendance actuelle a souvent conduit à attribuer au soutènement des fonctions qui normalement étaient destinées au revêtement : l'exemple le plus parlant est celui des voussoirs placés par les T.B.M.

1.4.1 Fonctionnement du soutènement

Lors de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistantes dans le massif se canalisent sur le contour de la cavité, créant en "effet de voûte" qui rend possible la tenue de cette cavité (tout au moins lorsque l'état des contraintes initiales et les caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain l'autorisent). Ainsi, le rôle du soutènement est de 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. Lorsque le terrain est de bonne qualité (rocher sain peu fracturé), le rôle du soutènement peut se limiter à la maîtrise d'instabilités locales : blocs isolés découpés par le réseau des discontinuités. La conception du rôle actif du soutènement s'est développée, parallèlement à l'utilisation des modes de soutènement qui assurent la participation effective du terrain à sa propre stabilité : boulons, béton projeté, cintres légers. Un soutènement bien conçu doit :

- ❖ opposer au terrain une pression de confinement dès que ce dernier tend à se déformer.

❖ Tendre à conserver autant que possible les caractéristiques de résistance du massif autour du tunnel. A l'extrême, il peut même conduire à une amélioration de la résistance du terrain : rôle d'armature des boulons, traitement par injection ou "jet-grouting".

❖ Par contre, il faut veiller à ce que le soutènement ne conduise pas, par une trop grande rigidité, au développement d'efforts exagérés qu'il serait incapable de reprendre (surtout dans les cas de tunnels à haute profondeur).

1.4.2 Types de soutènements

1.4.2.1 Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM)

NATM : New Austrian Tunneling Method, inventée par MM. Rabcewicz et Packer. Cette technique de soutènement apparue dans les années 60, combine les boulons et le béton projeté. Cette technique de soutènement s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. Il s'agit avant tout d'une méthode, celle du soutènement léger accompagnant les déformations du terrain (Fig.1.10b) [9].

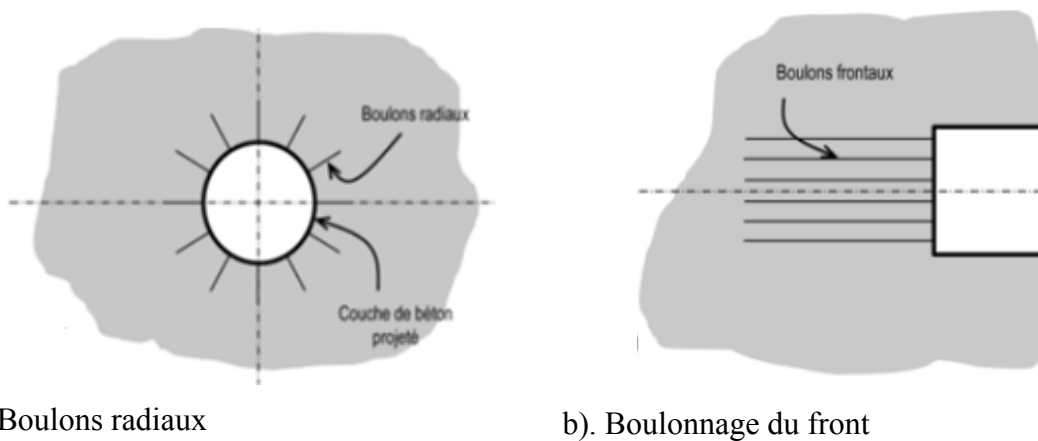


Figure.1.10 Application de la méthode .NATM

1.4.2.2 Soutènement métallique

a). Soutènement par boulons d'ancrage

Ils font partie des soutènements dits "métalliques", et sont de deux types : les boulons à ancrage ponctuel et les boulons à ancrage répartie. La technique consiste à ancrer à l'intérieur de la roche une barre de matériau résistant (tige d'acier de 16 à 25 mm de diamètre, et de 1,5 à 6 m de longueur), qui apporte une résistance à la traction et, en confinant le matériau rocheux, permet de tirer profit des caractéristiques résistantes propres des roches de manière à assurer ainsi leur soutènement. Initialement, quand seuls les boulons à ancrage ponctuel étaient utilisés, leur travail consistait uniquement à suspendre une couche rocheuse médiocre à une autre plus résistante, comme illustré dans les différents cas ci-dessous

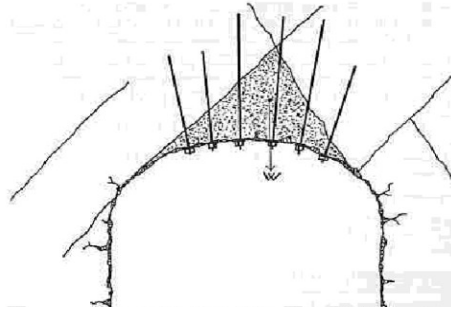


Figure. 1.11 Ancrage d'un bloc sans cohésion dans les joints

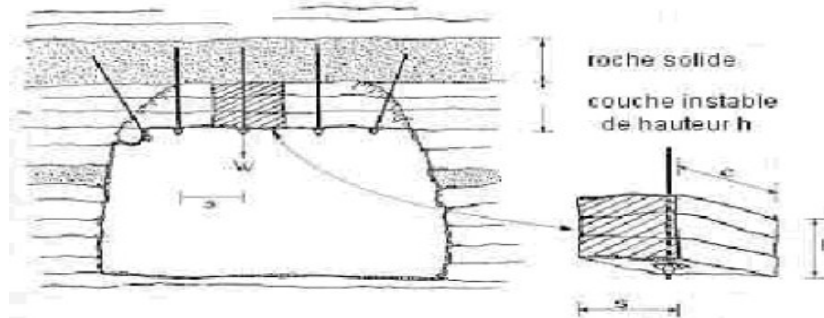


Figure.1.12 Ancrage d'un bloc instable dans une roche solide le surmontant

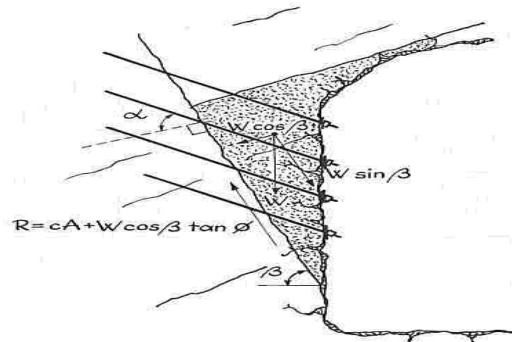


Figure.1.13 Ancrage d'un bloc avec cohésion dans les joints

Le choix entre les deux types de boulons, à ancrage ponctuel ou continu, selon le type du système d'ancrage utilisé : par adhérence (ancrages à base de résines ou de ciments) ou par friction (ancrages mécaniques, "split-set" ou "swellex"), est essentiellement lié à la nature du terrain.

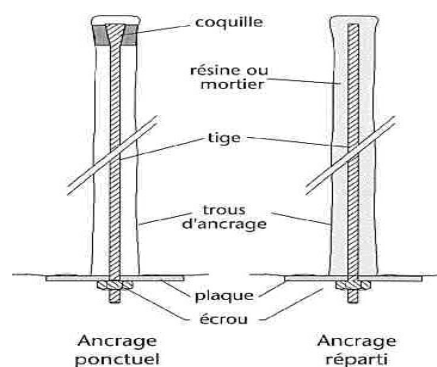


Figure.1.14 Boulons à ancrage ponctuel et à ancrage réparti

b). Boulonnage 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 par sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation même en cas de présence 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.

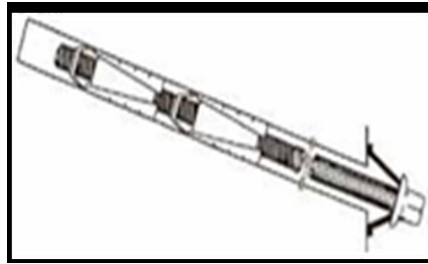


Figure.1.15 Boulonnage à ancrage ponctuel

c). Boulonnage à ancrage répartis

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur. Le boulonnage à ancrage répartis consiste à "armer" la roche au moyen de barres métalliques scellées sur toute leur longueur dans le trou d'ancrage. Le produit de scellement est généralement de la résine ou du mortier de ciment.

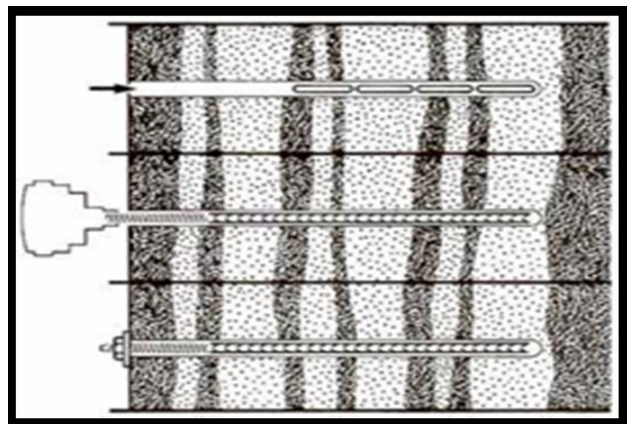


Figure.1.16 Boulonnage à ancrage répartis

1.4.3 Soutènement par cintres métalliques

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. Il s'agit d'une structure rigide de caractère discontinu, qui n'est pas liée de façon intangible au terrain. 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) ;

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

❖ de renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien.

Les cintres métalliques peuvent être :

1.4.3.1 *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. Les profils les plus fréquemment utilisés vont (IPN, HEA, HEB). Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres.

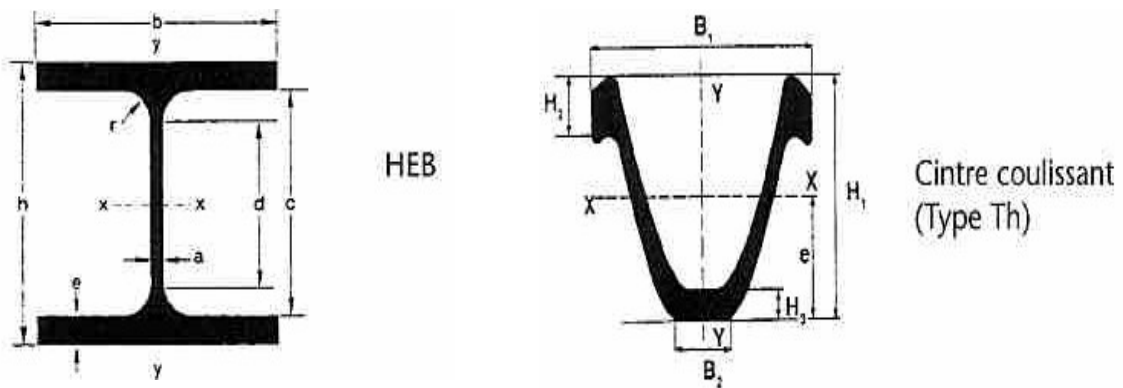


Figure.1.17 Cintres métalliques lourds

1.4.3.2 *Cintres métalliques léger 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 (Figure I.18). Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage. Lorsque les efforts sont importants. (Généralement de type TH, UPN) [13].

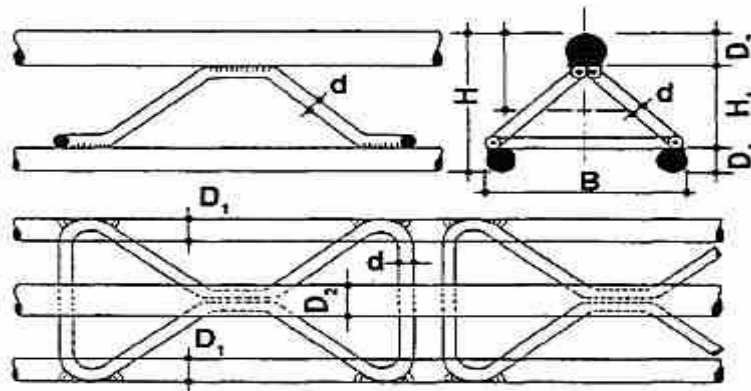


Figure. 1.18 Cintres légers.

1.4.3.3 *Cintres réticulés*

Cintres constitués de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton armé) liaisonnées par des aciers secondaires constituant une « réticulation » [10].

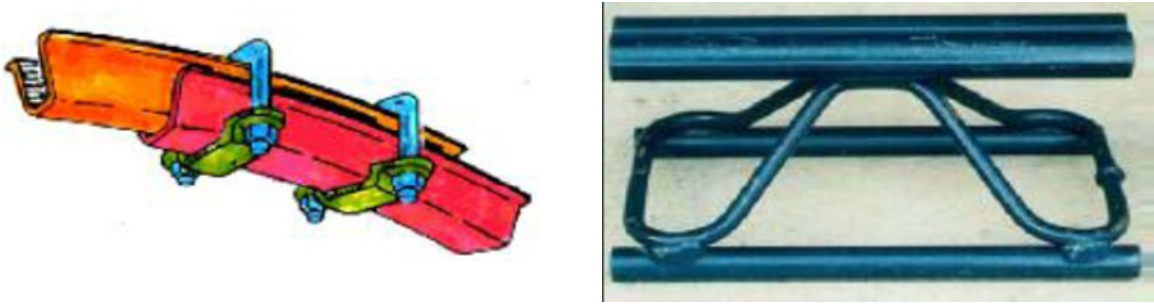


Figure. I.19 Cintres réticulés

1.4.4 Le béton projeté

Il s'agit de la technique consistant à projeter du béton, selon 3 procédés en général, à grande ou faible vitesse sur la paroi : projection par voie sèche, par voie mouillée à flux dilué, par voie mouillée à flux dense.

❖ Pour de faibles épaisseurs ($< 5\text{cm}$) il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain.

❖ Il peut aussi avoir un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est alors variable en fonction du terrain, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres. Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement.

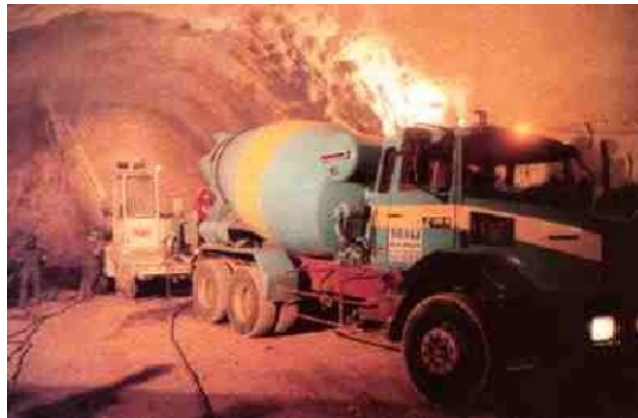


Figure.1.20 Mise en place de béton projeté

1.4.5 Revêtement définitif

Normalement, le revêtement est placé une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement. Ainsi, une fois mis en place, le revêtement n'est en général pas mis en charge. De cette manière, la fonction structurale du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage.

Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes :

a) Fonction mécanique

Dans les cas où le revêtement peut être appelé à jouer un rôle important dans la stabilité à long terme de l'excavation lorsque :

❖ le revêtement est mis en place rapidement à l'avancement, derrière un bouclier ou avant qu'un équilibre se soit instauré entre le terrain et le soutènement ;

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

- ❖ le massif encaissant est affecté par un comportement différé très actif résultant du fluage, de contraintes d'origine tectonique ou du gonflement ;
- ❖ -l'action du soutènement est supposée diminuer dans le temps en raison d'une dégradation de ses constituants : corrosion des boulons, altération des scellements, délavage du béton projeté ;

Le tunnel est implanté dans une zone sismique active.

La charge hydraulique susceptible de s'exercer sur l'ouvrage définitif est très importante.

b) Imperméabilisation.

c) Esthétique

1.4.5.1 Types de revêtement

a). Revêtement en béton coffré

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.

b). Revêtement en béton coffré armé

Plutôt exceptionnel : on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement quand 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.



Figure.1.21 Mise en place d'armatures de radier

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), ni même sur le plan aérodynamique.

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.

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

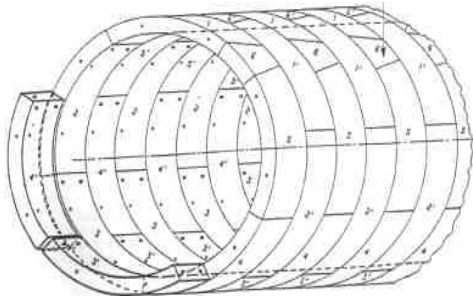


Figure.1.22 voussoirs universels

1.5 Étanchéité des revêtements

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. Il peut comprendre une étanchéité de surface que l'on appelle complexe d'étanchéité et une étanchéité des discontinuités que l'on l'appelle joint d'étanchéité.



Figure.1.23 Etanchéité d'un tunnel

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.

a). 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.

b). Drainage

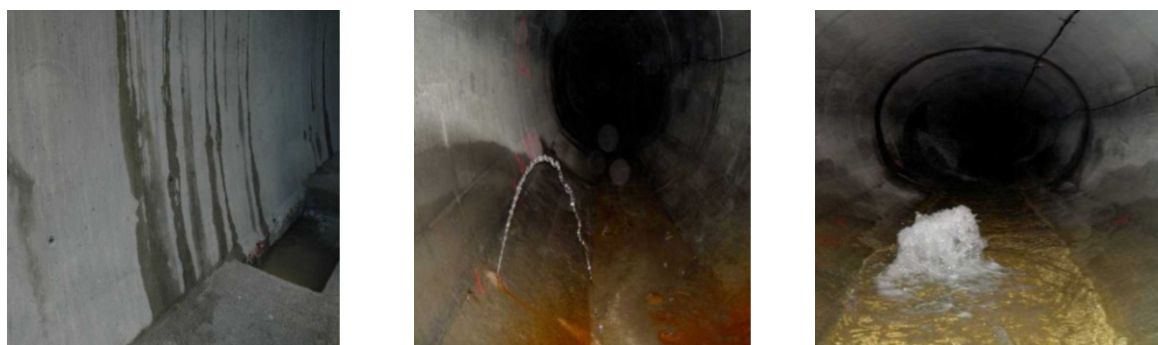
Captage ponctuel ou surfacique d'arrivées d'eau dans un ouvrage souterrain. Cette eau est ensuite collectée et rejetée à l'extérieur par le réseau d'assainissement de l'ouvrage. Le drainage peut être provisoire, pour permettre par exemple la mise en place dans de bonnes conditions du complexe d'étanchéité,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

1.5.1 Les raisons de l'étanchéité

❖ les ruissellements d'eau peuvent entraîner la présence permanente d'eau sur la chaussée, augmentant les difficultés de circulation du fait de la projection d'eau au passage des

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

véhicules, de la moins bonne adhérence des pneumatiques sur sol mouillé, et de la dégradation progressive de la chaussée [13].



a). Zone humide

b). Venue d'eau

Figure.1.24 Le ruissèlement d'eau

❖ formation de glace en voûte (stalactites risquant de tomber sur les véhicules) ou en chaussée représente une source de danger supplémentaire.



Figure.1.25 Stalactites de glace en voûte



Figure.1.26 Formation de glace sur la chaussée

1.5 Conclusion

Le creusement en souterrain s'applique à toutes sortes de catégories de terrains. Suivant les cas, il sera utilisé l'explosif ou des méthodes purement mécaniques. Dans ce chapitre, nous avons évoqué les aspects généraux des ouvrages souterrains, et les différentes étapes d'investigation ainsi que les techniques de creusement.

La nature du terrain est le critère essentiel, mais il est loin d'être le seul. D'autres éléments comme les exigences de l'environnement, le délai imposé ou la nature du matériel existant dans l'entreprise peuvent jouer un rôle déterminant dans ce choix.

On a présenté également les différents types de soutènement et revêtement appropriés pour chaque ouvrage souterrain.

CHAPITRE II

CLASSIFICATION DES MASSIFS ROCHEUX ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS

2.1 Introduction

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. 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. Ces méthodes ont pour objet d'évaluer les caractéristiques de soutènement et dimensionner les tunnels [13].

2.2 Classification des massifs rocheux

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains à partir des classifications des massifs rocheux ; ces méthodes sont en effets rapides d'emploi, donc économique. Il existe de nombreuses méthodes de classifications se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence d'une méthode à l'autre.

Les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées, à savoir :

- ❖ Les méthodes empiriques ;
- ❖ Les méthodes analytiques ;
- ❖ Les méthodes numériques ;

2.3 Les méthodes empiriques de dimensionnement

Les premières méthodes de dimensionnement des tunnels considéraient que le soutènement ou le revêtement définitif devait supporter le poids d'un volume de terrain décomprimé situé à l'intérieur d'une zone en forme de cloche, les dimensions de cette cloche étaient déterminées par des formules empiriques basées sur l'expérience acquise.

Ces méthodes sont quelque peu dépassées actuellement du fait que les techniques d'exécution ont beaucoup diminué les effets de décompression élastiques prédominant. Et ce type de méthode n'est pas applicable.

2.3.1 Méthode de K.TERZAGHI

La méthode la plus utilisée fut longtemps la méthode de K.TERZAGUI (1946) qui classe les milieux rocheux en neuf catégories en fonction d'observations qualitatives. La hauteur de terrain décomprimé pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule générale :

$$H_p = K(b + H_t) \quad (1)$$

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

Avec :

B : Largeur de la galerie.

H_t : Hauteur de la galerie.

K : Coefficient variable avec la nature et la texture de terrain.

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

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

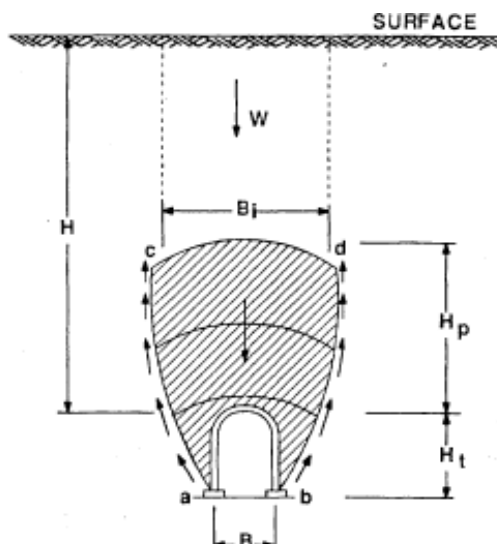


Figure.2.1 Zone décompressée au-dessus d'une cavité.

Tableau.2.1 Hauteur de terrain décompressé au-dessus d'un tunnel

Nature de la roche	Charge H_p	Remarque
1. dure et intacte	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
2. dure et stratifiée	0 à 0.5 B	Soutènement léger
3. Massive avec quelques joints	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à un autre
4. modérément éboulouse	0.25 à 0.35 $(B + H_t)$	Pas de pression latérale
5. très éboulouse	0.35 à 1.10 $(B + H_t)$	Peu ou pas de Pression latérale
6. complètement broyée mais chimiquement intacte	1.10 $(B + H_t)$	Peu ou pas de Pression latérale
7. roche fluente à profondeur modérée	1.10 à 2.50 $(B + H_t)$	Grande pression latérale cintres circulaires recommandés
8. roche fluente à grande profondeur	2.10 à 4.50 $(B + H_t)$	Grande pression latérale cintres circulaires recommandés
9. roche gonflante	Jusqu'à 75 m indépendant de $(B + H_t)$	Cintres circulaire dans les cas extrêmes utilisé des cintres coulissants

2.3.2 Méthode de M.PROTODIAKONOV

La méthode découlant de la théorie de M.PROTODIAKONOV s'est généralisé grâce aux bonnes expériences faite pendant la construction des tunnels du métro soviétique elle est *Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.*

Chapitre 2 Classification des massifs rocheux et pré-dimensionnement des ouvrages souterrains

basée sur la recherche de la forme de la voute de terrain décomprimée au-dessus de l'excavation. Selon cette théorie, cette voute est de forme parabolique. Sa hauteur H_p vaut :

$$H_p = \frac{b}{2f} * f \text{ est un coefficient de résistance, avec } f = tg\phi \quad (2)$$

Tableau.2.2 Coefficient de résistance f des roches (D'après M.PROTODIAKONOV)

nature de la roche	Description	Masse volumique (t/m^3)	Coefficient de résistance f
Résistance dextrement élevée	Basaltes, quartzites granits les plus durs	2.8 – 3.0	20
Résistance élevée	Roches granitiques-grès et calcaires de très bonne tenue	2.6 – 2.7	10
Roche de bonne Tenue	Calcaires légèrement fracturés-grès de bonne tenue	2.5	8
Roche assez résistante	Grès ordinaire	2.4	6
Résistance moyenne	Schistes divers-marnes compactes	2.4 – 2.6	3
Roche meuble	Argiles compacte Alluvions cohérentes sols argileux	2.0 – 2.2	1

2.3.3 Le Rock Quality Designation index (Deere, 1967)

Le Rock Quality Designation (RQD) a été développé par Deere et al. (1967) afin de donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par des forages. Le RQD est défini comme le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage.

$$RQD = \frac{\sum \text{Longuerdesmorceaux} \geq 10 \text{ cm}}{\text{longuertotaleduforage}} * 100 \quad (3)$$

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

Tableau.2.3 Classification du rocher en fonction du R. Q. D.

R. Q. D.	Désignation
0 – 25	Très médiocre
25 – 50	Médiocre
50 – 75	Moyen
75 – 90	Bon
90 – 100	Excellent

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

2.3.4 Méthode de Z.Bieniawski

Z.Bieniawski (1973,1983) utilise cinq paramètres pour classer les roches

- ❖ La résistance à la compression simple ou essai Franklin (pour les roches dures).
- ❖ Le R.Q.D. pour caractériser la qualité du rocher.
- ❖ L'espace des joints comprend tous les types de discontinuités (stratification, schistosité, fractures, diaclases).
- ❖ La nature des joints.
- ❖ Les venues d'eau.

Chaque paramètre reçoit une note pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité du rocher. Cette appréciation générale de la qualité du rocher doit ensuite être ajustée pour tenir compte de l'orientation de la fracturation

Tableau.2.4 Paramètres de classification des roches et notes de pondération.

PARAMETRES			COEFFICIENTS						
1	Résistance de la roche	Indice franklin	> 8 MPa	4-8 MPa	2-4MPa	1-2MPa	Indice franklin non utilisable		
		Reesistance a la compression	>200 MPa	100-200 Mpa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Note		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		> 3 m	1-3 m	0,3-1 m	50-300 mm	< 50 m		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continues Epontes en contact Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes non alrérées	Surfaces légèrement rugueses epaisseur <1 mm epontes altérées	Surfaces lustrées ou remplissage <5 mm ou joint ouverts 1 à 5 mm joints continus	Remplissage mou > 5 mm ou joints ouverts > 5 mm joints continus		
			Note	25	20	12	6	0	
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau		< 25 l/min	25-125 l/min	> 25 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0,0-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Hydrogéologie	Complètement sec		Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note	10		7	4	0			

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

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

Chapitre 2 Classification des massifs rocheux et pré-dimensionnement des ouvrages souterrains

Tableau.2.5 Note d'ajustement pour l'orientation des joints

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

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

Tableau.2.6 Classe de rocher suivant la classification de Z.Bieniawski

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

2.3.4.1 Le choix de soutènement

Tableau.2.7 choix de soutènement d'après Z.Bieniawski

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	GENERALEMENT PAS NECESSAIRE						
2	1,5-2,0 m	Occasionnellement	50 mm	néant	néant	Non rentable	
3	1,0-1,5 m	Treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si	100 mm	50 mm	Occasionnellement treillis et boulons nécessaires	Cintres légers	1,5-2,0 m
4	0,5-1,0m	Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0,7- 1,5m
5	Non recommandé		0200 mm	150 mm	Treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds a	0,7 m

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

2.3.5 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.

2.3.5.1 Les paramètres à la description du massif

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

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

2.3.5.2 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.

2.3.5.3 Des critères relatifs à l'environnement

La sensibilité de l'environnement aux tassements.

Les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

2.3.5.4 Recommandation de L'AFTES

Les groupe de travail n° 1 de l'AFTES (géologie-géotechnique) a établi en 1987 un texte de Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènement un tableau indique en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, mal adapté ou en principe impossible. Utilisation de la classification AFTES pour le choix d'un soutènement Différents tableaux correspondants aux différents critères importants, et précisant si tel type de soutènement est plus ou moins bien adapté vis-à-vis de ce critère

- Soit particulièrement recommandé (nettement favorable)
- Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable)
- Soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable)
- Soit en principe impossible (nettement défavorable). [13]

Chapitre 2 Classification des massifs rocheux et pré-dimensionnement des ouvrages souterrains

Rugosité des diaclases <i>parois en contact</i>	Jr				
Diaclases discontinues	4				
Rugueuses, irrégulières, ondulées	3				
Lisses, ondulées	2				
Très lisses, ondulées	1,5	1. Ajoutez 1,0 si l'espacement moyen de la famille dominante > 3m			
Rugueuses ou irrégulières, planaires	1,5				
Lisses, planaires	1				
Très lisses, planaires	0,5				
<i>parois séparées lorsque cisailé</i>			Jr		
Zones avec remplissage de minéraux argileux assez épais pour empêcher le contact des parois			1		
Zones sableuses, de gravier ou concassée assez épaisse pour empêcher le contact des parois			1		
Altération des diaclases <i>parois en contact</i>	Ja	<i>parois en contact lorsque cisailées</i>	Ja	<i>parois séparées lorsque cisailées</i>	Ja
Dure, élastique, remplissage imperméable	0,75	Particules sableuses, sans argile	4	Zones de roche concassée	6
Non altérées, salissage de surface seulement	1	Minéraux argileux, sur-consolidés, épaisseur < 5 mm	6	Roche et argile	8-12
Légèrement altérées, minéraux non déformables, particules sableuses etc.	2	Minéraux argileux, moyennement sur-consolidés, épaisseur < 5 mm	8	Zones silteuses, sableuses, avec une faible fraction d'argile	5
Remplissage silteux, sableux, avec une faible fraction d'argile	3	Remplissage argileux gonflant, épaisseur < 5 mm	8-12	Zones ou bandes épaisses d'argile	10-13
Matériaux déformables, i.e kaolinite, mica etc. épaisseur < 1-2 mm	4				
Infiltration d'eau	Jw	Pression d'eau (kgf/cm ²)			
Sec ou infiltration mineure < 5 l/m	1	< 1,0			
Infiltration moyenne, lessivage occasionnel	0,66	1,0-2,5			
Infiltration importante, roc compétant sans remplissage	0,5	2,5-10			
Infiltration importante	0,33	2,5-10			
Infiltration exceptionnellement importante après sautage, réduction dans le temps	0,2-0,1	> 10			
Infiltration exceptionnellement importante	0,1-0,05	> 10			

Chapitre 2 Classification des massifs rocheux et pré-dimensionnement des ouvrages souterrains

<i>Facteur de réduction de contrainte</i>	<i>SRF</i>	<i>Roc compétant, problèmes de contraintes élevées</i>	σ/σ	σ/σ	<i>SRF</i>
<i>Zone de faiblesse interceptant l'excavation</i>					
Occurrences multiples de la zone, remplissage argileux, massif désenchevêtré	10	Faibles contraintes, près de la surface	> 200	> 13	2.5
Zone unique, profondeur de l'exc. < 50 m	5	Contraintes moyennes	10-200	0,66-13	1
Zone unique, profondeur de l'exc. > 50 m	2,5	Contraintes élevées	5-10	0,33-0,66	0.5-2
Zones multiples dans du roc compétant, sans argile	7,5	Coups de terrain faibles	< 2,5	< 0,16	10-20
Zone unique dans du roc compétant, sans argile, profondeur < 50 m	5				
Zone unique dans du roc compétant, sans argile, profondeur > 50 m	2,5				
Diaclases ouvertes, massif très fracturé	5				
<i>Roc comprimé, déformations plastiques, contraintes élevées</i>		<i>Roche gonflante</i>			
Pression de compression relativement faible	5-10	Pression de gonflement faible			5-10
Pression de compression élevée	10-20	Pression de gonflement élevée			10-15

Tableau.2.10 Valeur de Q et qualité du massif rocheux

Valeur Q	Classe	Qualité du massif rocheux
400~1000	A	Exceptionnellement bon
100~400	A	Extrêmement bon
40~100	A	Très bon
10~40	B	Bon
4~10	C	Moyen
1~4	D	Mauvais
0,1~1	E	Très mauvais
0,01~0,1	F	Extrêmement mauvais
0,001~0,01	G	Exceptionnellement mauvais

Après avoir calculé par la formule précédente l'indice de qualité Q du rocher, les dimensions et la destination de l'ouvrage aboutissent à l'un des 389 numéros de catégories de leurs soutènements

Le coefficient supplémentaire ESR (Excavation Support Ratio). est un coefficient correcteur de dimension qui varie de 0.8 à 3.5 selon la nature de l'ouvrage et le caractère temporaire ou permanent du soutènement pré dimensionné. À partir d'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.

N. BARTON définit la dimension équivalente de l'ouvrage:

$$De = \frac{\text{largeur, diamètre ou hauteur (en m)}}{\text{ESR}} \quad (5)$$

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

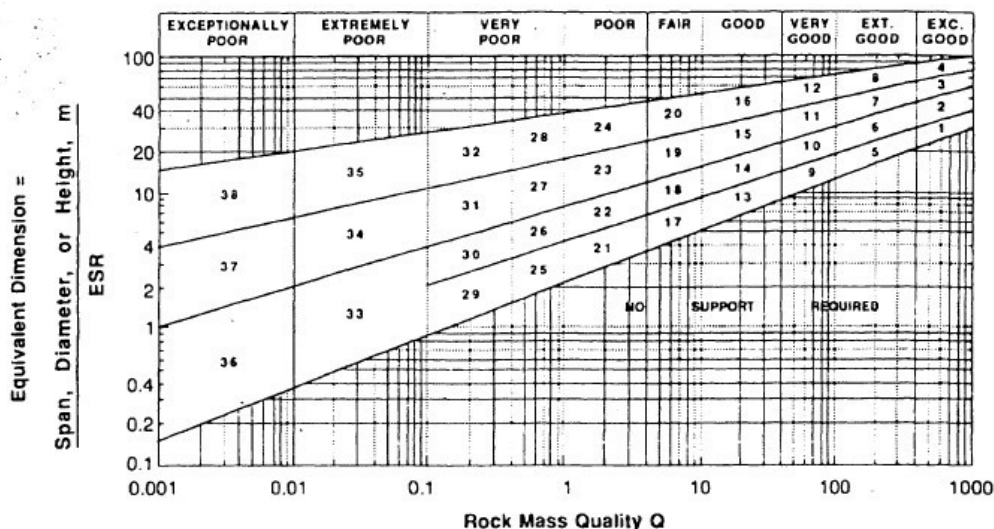


Figure.2.2 Relation entre (Q-De) et les catégories de soutènement

Des valeurs sont suggérées dans le tableau ci dessus.

Tableau.2.11. Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains

Type d'excavation	ESR
A .Ouvertures temporaires dans les mines	3-5
B .Ouvertures permanentes dans les mines Conduites forcées pour usines hydroélectriques Galeries pilotes pour grandes excavations	1.6
C .Chambres de stockage Tunnels routiers et ferroviaires d'importance mineure Tunnels d'accès Cheminées d'équilibre	1.3
D .Centrales électriques Tunnels routiers et ferroviaires d'importance majeure Abris souterrains Têtes et intersections de galeries	1.0
E .Centrales nucléaires souterraines Aménagements sportifs et publics Entreprises	0.8

Barton a proposé une relation empirique donnant la portée maximale (en mètres) en deçà de laquelle la cavité peut rester stable sans soutènement:

$$\text{portée non soutenue} = 2 \cdot \text{ESR} \cdot Q^{0,4} \tag{6}$$

Lorsque la portée d'une excavation excède la portée limite prédite par l'équation ci-dessus, il est nécessaire d'installer un système de soutènement en vue de maintenir le massif rocheux entourant l'excavation dans des conditions acceptables de stabilité. En 1974, Barton, Lien et Lunde ont proposé 38 catégories de support (à base de boulonnage, de béton projeté, de revêtement en béton, ou de toute autre combinaison de ces types de renforcement) en fonction des paramètres Q et de De . Ces catégories sont déterminées à l'aide de la valeur de Q , et du quotient De . Les soutènements sont ensuite déterminés en fonction de la classe de soutènement et à l'intérieur de cette classe à partir des valeurs de sous paramètres comme (RQD/Jn) , (Ja/Jr) et (De) [7].

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

2.4 Méthode analytiques : Convergence/Confinement

Le calcul Convergence - Confinement a pour but principal d'étudier le comportement d'un ouvrage souterrain et de dimensionner **en première approche** son soutènement ou son revêtement. Il correspond à la méthode du même nom développée par M. PANET dans son ouvrage "Le calcul des tunnels par la méthode Convergence - Confinement" et reprise dans les recommandations de l'AFTES "Emploi de la méthode Convergence - Confinement".

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

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

La méthode convergence confinement permet de se ramener à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille.

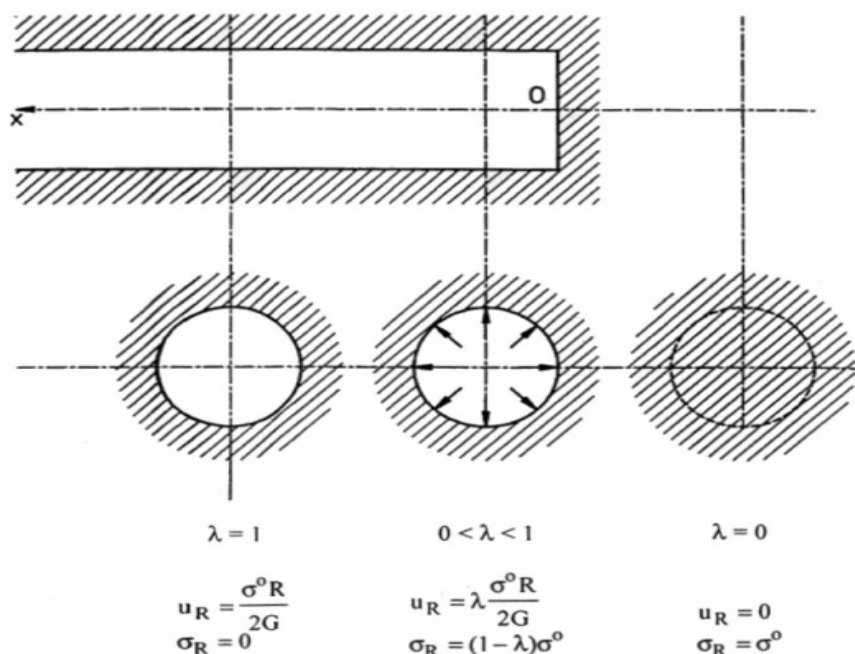


Figure.2.3 : La méthode Convergence – Confinement

Par convention, cette pression fictive est notée $\sigma_R = (1 - \lambda) \cdot \sigma_0$ étant la contrainte initiale verticale et λ le taux de déconfinement. L'état initial en avant du front et à une distance suffisante pour négliger son influence correspond à $\lambda = 0$. Au fur et à mesure que le creusement se rapproche de la section considérée, puis la dépasse et s'en éloigne, λ croît progressivement de 0 à 1.

Lors de la mise en place d'un soutènement, une pression se développe dans celui-ci. En déconfinant (diminution de la contrainte dans le terrain), la pression dans le soutènement augmente de façon linéaire élastique jusqu'à atteindre un état d'équilibre (intersection des courbes des contraintes terrain/soutènement).

On désignera par 'soutènement' un renforcement radial à court terme, et par 'revêtement' un renforcement radial à long terme.

2.4.1 Le développement de la zone en rupture

Tant que le massif demeure dans le domaine d'un comportement élastique linéaire, la contrainte radiale σ_R et la contrainte orthoradiale σ_θ sur les parois du tunnel circulaire dans le cas de l'axisymétrie sont données pour un taux de déconfinement λ par les expressions :

$$\sigma_R = (1 - \lambda)\sigma^0 \tag{7}$$

$$\sigma_\theta = (1 + \lambda)\sigma^0 \tag{8}$$

Si le critère de résistance maximale est donné sous la forme :

$$f(\sigma_1, \sigma_3) = 0 \tag{9}$$

Les conditions de rupture sont atteintes à la paroi pour une valeur λ_e du taux de déconfinement telle que :

$$f[(1 + \lambda_e)\sigma^0, (1 - \lambda_e)\sigma^0] = 0 \tag{10}$$

Soit pour le critère de tresca :

$$\lambda_e = \frac{c}{\sigma^0} = \frac{1}{N} \tag{11}$$

Pour le critère de Mohr-Coulomb :

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left[K_p - 1 + \frac{2}{N} \right] \tag{12}$$

Et pour le critère de Hoek et Brown :

$$\lambda_e = \frac{1}{4N} \left[(m^2 + 8mN + 16s)^{\frac{1}{2}} - m \right] \tag{13}$$

Ou :

$$N = \frac{2\sigma^0}{\sigma_c} \tag{14}$$

Dans le cas d'un tunnel non soutenu, il n'apparait pas de zone plastique, si pour $\rho = R$, la contrainte orthoradiale a la paroi satisfait la condition :

Soit :

$$\begin{aligned} \sigma_\theta &< \sigma_c \\ \lambda_e &> 1 \end{aligned}$$

Lorsque le taux de déconfinement devient λ_e , il se développe autour du tunnel une zone plastique de rayon R_p . Le rayon de la zone plastique croît avec le taux de déconfinement. Dans la zone plastique, la contrainte radiale croît de $(1 - \lambda)\sigma^0$ à la paroi du tunnel à $(1 - \lambda_e)\sigma^0$ à la frontière entre la zone plastique et la zone élastique, ou la contrainte orthoradiale passe par un maximum, qui est un point anguleux.

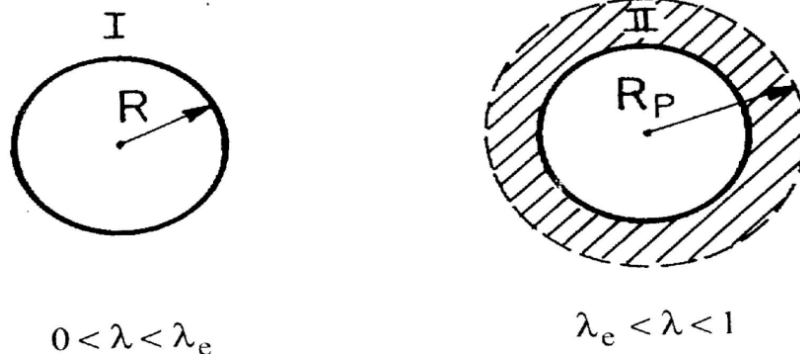


Figure.2.4 : apparition d'une zone plastique (II) pour $\lambda > \lambda_e$

Lorsqu'un zone plastique se développe, il est très important, en pratique, de distinguer trois situations différentes.

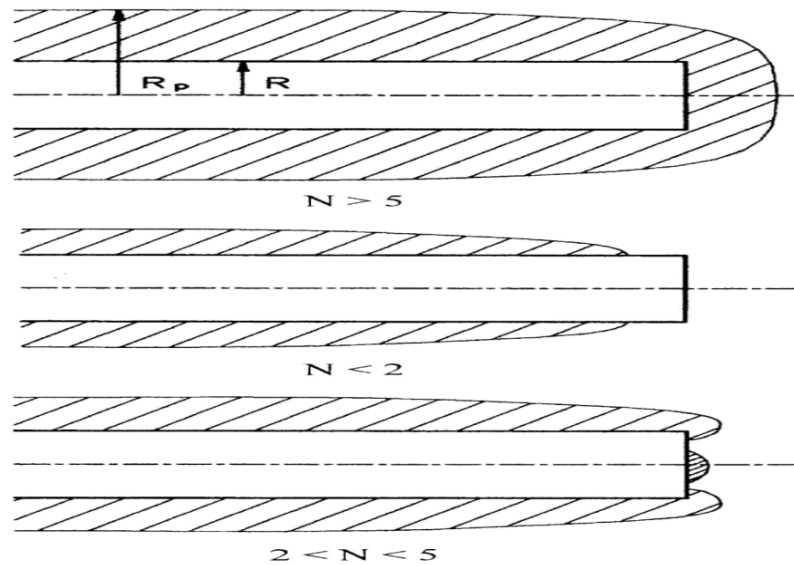


Figure.2.5 Le développement de la zone plastique

- a) La zone plastique apparaît derrière le front de taille ; on peut admettre en première approximation que est le cas si :

$$N < 2$$

- b) Le front de taille est complètement inclus dans la zone plastique qui se développe en avant du front de taille ; c'est le cas si :

$$N > 5$$

Dans ces conditions, la stabilité du front de taille devient critique et il faut faire appel à des techniques de confinement du front de taille ou de présoutènement.

- c) Dans le cas intermédiaire :

$$2 < N < 5$$

On peut distinguer plusieurs zones en plasticité, une zone en avant du front de taille due à un excès de compression radiale, une zone en arrière du front de taille due à un excès de compression dans la direction orthoradiale et orthogonale à l'axe du tunnel et une zone de raccordement entre ces deux zones au niveau du front de taille dans laquelle on a une rotation des contraintes principales.

L'analyse des conditions de stabilité au front de taille est essentielle pour le choix du mode d'excavation et du type de soutènement. Dans le cas où le front de taille est instable, il faut avoir recours aux modes de soutènement qui assurent la stabilité du front de taille tels que le présoutènement ou le pré-confinement.

P. Lunadi propose de classer les tunnels en trois catégories suivant les conditions de stabilité autour du front de taille :

- les tunnels globalement stables sans soutènement ; les déformations demeurent dans le domaine élastique et les seuls phénomènes d'instabilité qui peuvent se manifester sont des chutes de blocs sous leur propre poids ;
- les tunnels dont le front de taille est stable ; les déformations demeurent dans le domaine élastique ; par contre, des déformations plastiques accompagnées ou non de rupture mais augmentant toujours les convergences se développent à une certaine distance du front de taille ;
- les tunnels dont le front de taille est instable avec des déformations plastiques qui apparaissent à l'avant du front de taille

2.4.2 Principes du tracé de la courbe convergence

La courbe caractéristique du terrain est définie selon les formules de Panet, établies pour un milieu élastoplastique parfait de type Mohr-Coulomb. La méthode consiste à déterminer successivement pour différentes valeurs du taux de déconfinement λ :

- ❖ La pression fictive au front $\sigma_R = (1 - \lambda) \cdot \sigma_0$
- ❖ Le rayon plastique R_p (Rayon de détente = Limite de la zoneplastifiée)
- ❖ La convergence de la paroi u_R

Le calcul est fait d'abord pour la phase élastique, à partir de $\lambda = 0$ ($\sigma_R = \sigma_0$), Quand le taux de déconfinement dépasse la frontière élastique ($\lambda = \lambda_e$; $\sigma_{Re} = (1 - \lambda_e) \cdot \sigma_0$), TunRen poursuit le calcul Convergence - Confinement avec un comportement élastoplastique jusqu'à $\lambda = 1$.

Au début du calcul, les paramètres caractéristiques de la courbe de terrain suivants sont calculés (Figure.2.6):

σ_c : Résistance en compression simple du terrain (valable pour un milieu à cohésion non nulle)

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (15)$$

k_p : Coefficient de butée

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (16)$$

u_{R0} : Convergence à l'intersection de la courbe caractéristique du terrain en comportement élastique et de l'axe de la convergence en paroi u_R (Figure.2.6.)

$$u_{R0} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_0 \cdot R \quad (17)$$

Avec R = rayon du tunnel

λ_e : Taux de déconfinement à la fin de la phase élastique

$$\lambda_e = \frac{1}{k_p + 1} \left(k_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right) \quad (18)$$

Si $\sigma_0 < \sigma_c/2$: on reste dans le domaine élastique jusqu'au déconfinement total du terrain ($\lambda=1$).

u_{Re} : Convergence à la fin de la phase élastique (Figure.2.6.)

$$u_{Re} = \lambda_e \cdot u_{R0} \quad (19)$$

σ_{Re} : Contrainte radiale correspondant à la fin de la phase élastique

$$\sigma_{Re} = (1 - \lambda_e) \cdot \sigma_0 \quad (20)$$

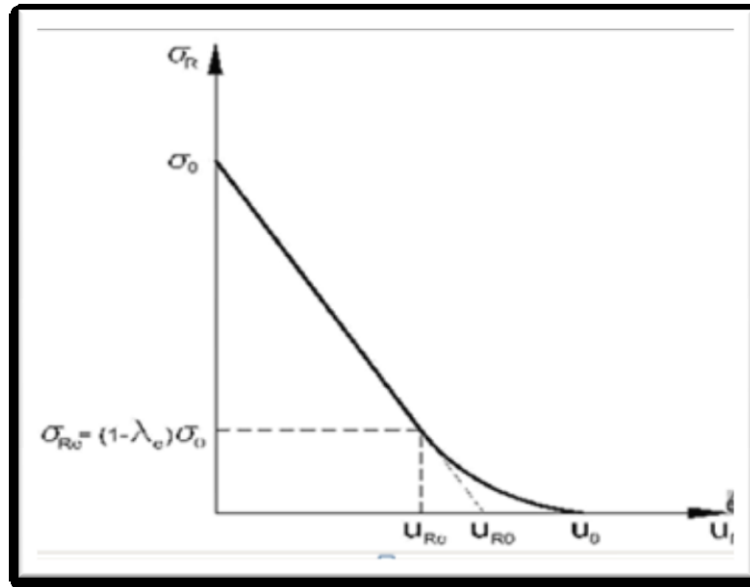


Figure.2.6 Représentation des paramètres intermédiaires de calcul pour la courbe caractéristique du terrain

Le calcul de la courbe de terrain en fonction du taux de déconfinement variant de 0 à 1 est fait en 3 étapes :

1. Calcul de la pression fictive au front

$$\sigma_R = (1 - \lambda)\sigma_0 \quad (21)$$

2. Calcul du rayon plastique R_p pour λ_i Avec

$$\frac{R_p}{R} = \left[\frac{2}{(k_p + 1)} \cdot \frac{(k_p - 1) \cdot \sigma_0 + \sigma_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1)\sigma_0 + \sigma_c} \right]^{\frac{1}{(k_p - 1)}} \quad (22)$$

Ou, en fonction de λ_e :

$$\frac{R_d}{R} = \left[\frac{2 \cdot \lambda_e}{(1 - \lambda)(k_p - 1) + \frac{\sigma_c}{\sigma_0}} \right]^{\frac{1}{(k_p - 1)}} \quad (23)$$

Avec R = Rayon du tunnel

3. Calcul de la convergence du terrain u_R :

❖ Comportement élastique:

$$\frac{u_R}{R} = \frac{\lambda \sigma_0}{2G} \quad (24)$$

❖ Comportement élastoplastique Critère de Mohr-Coulomb

L'analyse de la distinction entre régime de face et régime d'arête est traitée en annexe a ce chapitre dans le cas du critère Morh-Coulomb et l'hypothèse de plasticité parfaite.

Conduit à l'expression :

$$\frac{2G}{\sigma_0} \cdot \frac{u}{\rho} = \lambda_e \left[F_1 + F_2 \left(\frac{\rho}{R_p} \right)^{k_p - 1} + F_3 \left(\frac{R_p}{\rho} \right)^{k_p + 1} \right] \quad (25)$$

Ou :

$$F_1 = -(1 - \nu) \frac{k_p + 1}{k_p - 1} \quad (26)$$

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

Chapitre 2 Classification des massifs rocheux et pré-dimensionnement des ouvrages souterrains

$$F_2 = 2 \frac{1 + \alpha \cdot K_p - v(K_p + 1)(K + 1)}{(K_p - 1)(K + K_p)} \quad (27)$$

$$F_3 = 2(1 - v) \frac{K_p + 1}{K_p - 1} \quad (28)$$

Avec

$$\alpha = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (29)$$

On en déduit les équations paramétriques de la courbe caractéristique du massif :

$$\sigma_R = (1 - \lambda)\sigma^0 \quad (30)$$

Pour $0 \leq \lambda \leq \lambda_e$

$$\frac{2G}{\sigma_0} \cdot \frac{u_R}{R} = \lambda_e \left[F_1 + F_2 \left(\frac{R}{R_p} \right)^{K_p - 1} + F_3 \left(\frac{R_p}{R} \right)^{K + 1} \right] \quad (31)$$

2.4.3 Principes de calcul Soutènements/Revêtements

La pression dans les renforcements radiaux du tunnel croît de façon linéaire élastique de (À la mise en place du soutènement pour λ_d) à la valeur maximale applicable et reste ensuite constante pour des valeurs de λ augmentant jusqu'à $\lambda = 1$.

$$p_S = 0 \quad \text{Si} \quad \lambda \leq \lambda_d \quad (\text{soutènement pas encore mis en place}) \quad (32)$$

$$p_S = \min(p_S \text{ max}, (u_R - u_{S0})K_S / R) \quad (33)$$

Pour $\lambda > \lambda_d$ (après la mise en place du soutènement jusqu'à $\lambda=1$)

Avec:

p_{Smax} : Pression maximale admissible de l'ensemble des soutènements/revêtements

K_S : Raideur de l'ensemble des soutènements/revêtements

La pression maximale admissible de l'ensemble des soutènements/revêtements p_{Smax} est la somme des pressions admissibles de chaque type de soutènement/revêtement. De même, la raideur du soutènement/revêtement conjugué K_S est la somme des raideurs de chaque type de soutènement/revêtement.

2.4.3.1 Raideur et pression admissible dans un anneau de béton

Lorsque l'hypothèse d'une coque mince n'est plus satisfaite ($R/e < 10$), on utilise les équations du tube épais. Le module de rigidité normale est donné par l'expression :

$$K^{\text{béton}} = \frac{E(R^2 - R_i^2)}{(1 + \nu)[(1 - 2\nu)R^2 - R_i^2]} \quad (34)$$

Avec :

$$R_i : \text{Rayon intrados} \quad R_i = R - e$$

La pression admissible dans une coque de béton est :

$$p_S^{\text{béton}} = 0,5 \cdot \sigma_a \left(1 - \frac{R_i^2}{R^2} \right) \quad (35)$$

Avec la contrainte admissible du béton: $\sigma_a = f_{c28} * F_{sb}$

2.4.3.2 Raideur et pression admissible dans les voussoirs

Le calcul est effectué comme pour les coques cylindriques, mais avec un module de déformation différent :

E^{voussoir} : Module des voussoirs

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

Chapitre 2 Classification des massifs rocheux et pré-dimensionnement des ouvrages souterrains

$$E_{\text{voussoir}} = \frac{\alpha}{\alpha(1-\beta)+\beta} E_b \quad (36)$$

Avec $\alpha = \frac{e_{\text{joint}}}{e_{\text{voussoir}}}$ relation entre l'épaisseur des joints

Et $\beta = \frac{2\pi}{n}$: angle correspondant à 1 joint

$$\beta = \frac{n}{2\pi} \cdot \frac{l_{\text{joint}}}{R - \frac{e_{\text{voussoir}}}{2}} \quad (37)$$

Le module de rigidité normale est donné par l'expression :

$$K_{\text{voussoir}} = \frac{E_{\text{voussoir}} (R^2 - R_i^2)}{(1-\nu)[(1-2\nu)R^2 + R_i^2]} \quad (38)$$

Avec R_i rayon intrados = $R - e_{\text{voussoir}}$

$$p_s^{\text{voussoir}} = \sigma_a \left(\frac{R_{\text{ext}}^2 - R_{\text{int}}^2}{R_{\text{ext}}^2 + R_{\text{int}}^2} \right) \quad (39)$$

Avec la contrainte admissible des voussoirs

$$\sigma_a = f_{c28} f_{sb} \quad (40)$$

$$R_{\text{ext}} = R - \frac{e_{\text{voussoir}}}{2} + \frac{e_{\text{joint}}}{2} \quad (41)$$

$$R_{\text{int}} = R - \frac{e_{\text{voussoir}}}{2} - \frac{e_{\text{joint}}}{2} \quad (42)$$

2.4.3.3 Raideur et pression admissible dans les cintres

La rigidité normale d'un soutènement par cintres circulaires de rayon R en contact continu avec le terrain et espacés d'une distance e est :

K_{cintres} : raideur du soutènement constitué par les cintres uniquement (par mètre linéaire de tunnel).

$$K_{\text{cintres}} = \frac{E_a \cdot A}{e \cdot R} \quad (43)$$

E_a = Module d'élasticité de l'acier

A = Section d'acier

p_s^{cintre} : Pression admissible dans le soutènement.

$$p_s^{\text{cintre}} = \frac{\sigma_a \cdot A}{e \cdot R} \quad (44)$$

σ_a : Résistance admissible de l'acier

$$\sigma_a = \sigma_{e \text{ acier}} \cdot F_{Sa} \quad (45)$$

2.4.3.4 Raideur et pression admissible dans les boulons à ancrage ponctuel

Dans le cas de boulons à ancrage continu, il n'y a pas d'approche simple permettant de traiter le problème de manière correcte. Les déformations qui se manifestent à la fois dans la roche et les boulons ne peuvent pas être dissociées facilement. On peut :

- ❖ soit modéliser le comportement boulons scellés dans le sol par un modèle de « tassement de pieu » et en déduire un module équivalent (p.ex. avec le logiciel FOXTA),

- ❖ soit considérer que pour une traction T_0 en tête, la distribution de la traction T est linéaire entre T_0 et 0 en extrémité de boulon, ajouter forfaitairement quelques millimètres pour la déformation de cisaillement à l'interface, et en déduire un module équivalent,

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

Chapitre 2 Classification des massifs rocheux et pré-dimensionnement des ouvrages souterrains

❖ soit utiliser un module de terrain "amélioré".

Le module de rigidité en compression est calculé par la formule suivante :

$K^{boulons}$: Raideur du soutènement/revêtement constitué par l'ensemble des boulons à ancrage ponctuel.

$$\frac{1}{K^{boulons}} = \frac{e_t e_l}{R} \left[\frac{4L}{\pi d^2 E_a} + Q \right] \quad (46)$$

e_l Et e_t : espacement des boulons dans les directions transversale et longitudinale du tunnel

Q: caractéristique de charge-déformation de l'ancrage des différentes pièces du boulon

$$Q = S_b / T_b \quad (47)$$

$P_S^{boulons}$: Pression admissible dans le soutènement/revêtement. La pression maximale acceptable pour un boulonnage par ancrage est :

$$P_S^{boulons} = \frac{T_b}{e_t e_l} \quad (48)$$

T_{br} : Charge résistante ultime dans le boulon

$$\text{❖ } T_{br} = \sigma_{yb} \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad (49)$$

T_b : charge admissible dans le boulon

$$T_b = F_{Sb} \cdot T_{br} \quad (50)$$

Note : dans le cas où la résistance à l'arrachement du boulon est inférieure à sa résistance intrinsèque, la valeur de T_{br} (et donc la donnée "type d'acier") doit tenir compte de cette limitation.

2.4.4 Principes de calcul - Taux de déconfinement à la mise en place du soutènement

À partir des caractéristiques du terrain, des caractéristiques du soutènement et de la longueur des volées (distance non soutenue d), on peut déterminer le déplacement du terrain à la pose du soutènement U_{s0} et le taux de déconfinement λ_d lui correspondant par cinq méthodes:

- ❖ Similitude de Corbetta .
- ❖ Similitude de PANET .
- ❖ Nouvelle méthode implicite : selon la formulation présentée par BERNARD - ROUSSET R.F.G N°60.

De manière approximative, pour un pas d'avancement du tunnel faible, la distance non soutenue d peut être prise égale à la valeur moyenne:

$$d = \frac{(d_1 + d_2)}{2} \quad (51)$$

Où d_1 et d_2 sont définies ci-après (fig.2.7.).

Si l'on considère un cycle classique de creusement séquentiel en pleine section comprenant deux phases (une première phase d'abattage sur une longueur p , suivie d'une phase de mise en place du soutènement sur une longueur égale) :

- ❖ en début et en fin de cycle, la distance non soutenue est appelée d_1 : distance entre le front et l'extrémité du soutènement mis en place (environ 0,3 à 0,5 m pour des cintres),
- ❖ à la fin de la phase d'abattage, la distance non soutenue est définie par $d_2 = d_1 + p$, où p est le pas d'avancement.

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

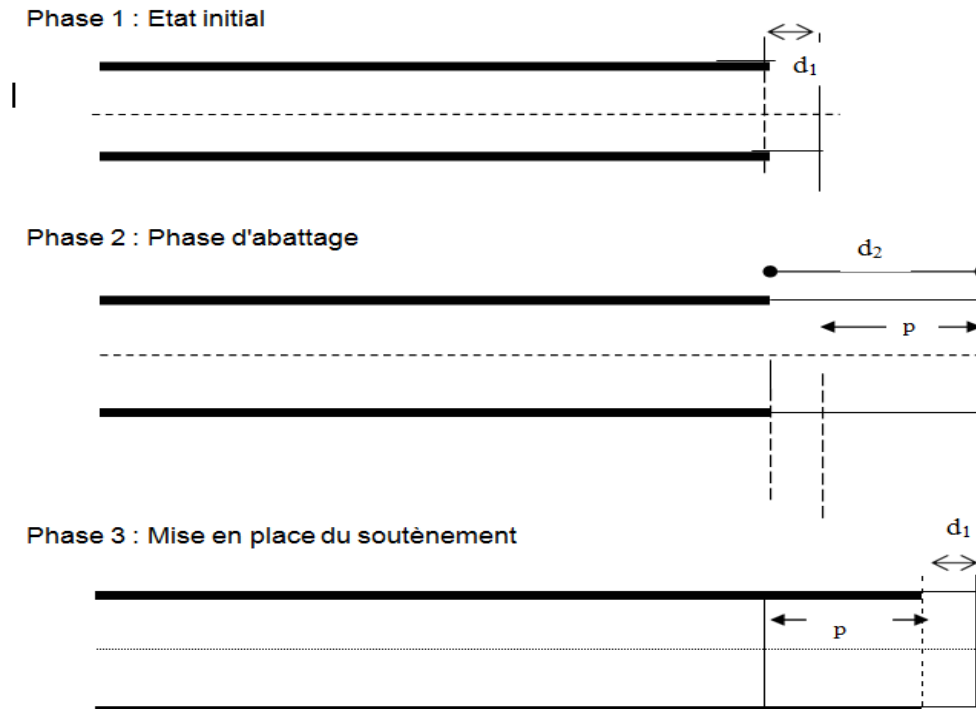


Figure 2.7 Avancement du tunnel

a) Principe de la similitude (formulation de Corbetta)

Hypothèses :

- ❖ Comportement élastoplastique ($N_s = 2.s_0/s_c < 5$)
- ❖ Soutènement non pris en compte

Principe

Le profil de convergence radiale relative $\frac{u_r}{R}$ en fonction de la distance d'au front de taille dans le cas élastoplastique peut être déduit du seul profil élastique à partir d'une transformation géométrique simple (homothétie):

$$\frac{u_0}{R} = x \cdot f\left(\frac{d}{x}\right) \tag{52}$$

La plasticité se traduit par une augmentation fictive du rayon de la galerie, dans le même milieu élastique (notion de rayon équivalent). Il y a similitude de la déformation de la galerie par rapport à sa déformée fictive élastique

Formulation

- ❖ c = rapport d'homothétie = rapport des valeurs U_0/R en paroi, respectivement plastique et élastique pour une section très éloignée du front

$$x = u_R(\text{à } \lambda = 1)/u_{R0} \tag{53}$$

Avec u_{R0} = intersection de la droite élastique et de l'axe u_R

- ❖ $d = d_2/R$ (d_2 = distance non soutenue = longueur de volée)

Dans le cas élastique (déterminé par calage sur un modèle éléments finis axisymétrique) :

$$\frac{u_{S0}}{R} = \frac{u_{Re}}{R} \cdot [1.29 + 0.71 \cdot (1 - e^{-1,5 \cdot d^{0,7}})] \tag{54}$$

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

Chapitre 2 Classification des massifs rocheux et pré-dimensionnement des ouvrages souterrains

Dans le cas élastoplastique ($\frac{u_0}{R} = x \cdot f(d/x)$) :

$$\frac{u_{R0}}{R} = x \frac{u_{Re}}{R} \cdot \left[0.29 + 0.71 \cdot \left(1 - e^{-1,5 \left[\frac{d}{x} \right]^{0.7}} \right) \right] \quad (55)$$

On obtient donc u_{s0} et λ_d .

Ces expressions sont valables pour les critères de **Tresca** et **Coulomb**, et également dans le cas élastique ($x = 1$).

a) Principe de la similitude (formulation de Panet)

Hypothèses

- ❖ Comportement élastoplastique ($N = \sigma_0/\sigma_c < 5$)
- ❖ Rigidité du soutènement non pris en compte

Principe et formulation

Le principe est identique à la méthode précédente, mais avec une formulation légèrement différente.

- ❖ Déplacement radial u_{s0} à la distance d du front de taille:

$$u_{s0} = u_0 + a_d(u_\infty - u_0) \quad (56)$$

Avec :

- ❖ u_0 : déplacement radial au front de taille
- ❖ u_∞ : déplacement radial à l'équilibre pour le tunnel soutenu
- ❖ a_d : fonction de forme : $a_d = 1 - \left[\frac{m \cdot R}{m \cdot R + \varepsilon \cdot d} \right]^2$
- ❖ $\xi = \frac{\sigma_0 \cdot R}{2 \cdot G \cdot u_0} = 1/x$
- ❖ G : module de cisaillement $G = E/[2(1 + \nu)]$

D'où :

$$u_{s0} = \frac{1}{\xi} [\alpha_0 + (1 - \alpha_0) \cdot a_d] \frac{\sigma_0 \cdot R}{2 \cdot G} \quad (57)$$

Avec $\alpha_0 = 0,25$ et $m = 0,75$ on en déduit λ_d .

b) Méthode implicite classique

Hypothèses :

- ❖ Cette méthode est valable pour $N < 6.58$ pour $\varphi = 0$
 $N < 5.76$ pour $\varphi \neq 0$,

Ce qui correspond à un front non entièrement plastifié.

- ❖ Soutènement pris en compte

Principe :

Prise en compte de la raideur du soutènement pour déterminer la déformation radiale. Les études sur modèle numérique ont montré que la convergence au moment de la mise en place du soutènement U_{s0} selon notation AFTES dans le cas d'un tunnel soutenu est inférieure à la convergence à la distance d du front de taille pour le tunnel non soutenu $U_d(0)$. L'erreur faite dans les méthodes ne prenant pas en compte le soutènement pour déterminer U_{s0} est d'autant plus élevée que la rigidité du soutènement est grande et que la distance non soutenue est faible.

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

Chapitre 2 Classification des massifs rocheux et pré-dimensionnement des ouvrages souterrains

Dans le cas de la méthode implicite, on prend en compte la rigidité du soutènement pour déterminer la convergence finale à l'équilibre pour le tunnel soutenu u_∞ , mais pas pour déterminer la convergence au front de taille ($u_0 = u_0(0)$) [5].

K_S = Rigidité du soutènement

$$\diamond K'_n = K_S / (2G) : \text{rigidité relative du soutènement par rapport au massif,} \quad (58)$$

$$\diamond u_0 = \lambda_e \frac{\sigma_e R}{2G} (N \lambda_e)^{\frac{2}{K_p - 1}} \quad (59)$$

$$\diamond N = \frac{2\sigma_0}{\sigma_c} \quad (60)$$

$$\diamond u_{\infty 0} = u_0 \cdot (0,17153 + 0,12747 \cdot N - 0,027275 \cdot N^2) \quad (61)$$

$u_{\infty 0}$ = Déplacement radial au front de taille pour le tunnel soutenu

$$\diamond \xi = 1,5\sqrt{K_{Sn}} + 3,5 \cdot 10^{-2} \cdot \varphi \quad (62)$$

Avec φ : angle de frottement exprimé en degrés

$$\diamond a_d = 1 - \left[\frac{m \cdot R}{m \cdot R + \varepsilon \cdot d} \right]^2 \quad (63)$$

Avec $m = 0,84$ (facteur de forme)

On obtient un système de trois équations à trois inconnues :

$$\begin{cases} u_\infty = \frac{\sigma_0 \cdot R}{2 \cdot G} e^{\left(\frac{\lambda_s - \lambda_e}{\lambda_e}\right)} & (\text{valable pour le critère de Tresca avec } \varphi = 0^\circ) \\ p_s = (1 - \lambda_d) \cdot \sigma_0 = \frac{K_{Sn}}{r} (u_\infty - u_{s0}) \\ (u_{s0} = u_0 + a_{d\infty} - u_0) & (u_{s0} \text{ déplacement à la pose du soutènement}) \end{cases} \quad (64)$$

u_∞ : déplacement à l'équilibre du tunnel soutenu) est solution de l'équation

$$\lambda_e \ln \frac{u_\infty}{R} - A \cdot \frac{u_\infty}{R} - B = 0 \quad (65)$$

$$\text{Avec } A = (1 - a_d) \frac{K_S}{\sigma_0} \quad \text{et} \quad B = 1 - \lambda_e - A \frac{u_0}{R} + \lambda_e \ln \frac{2G}{\lambda_e \sigma_0}$$

En pratique, cette équation est implicite : u_∞ dépend de λ_e (taux de déconfinement à l'équilibre), qui dépend de U_{s0} , qui dépend de u_∞ (référence circulaire).

$$u_\infty = u_{Re} \cdot \left[2 \left(\frac{R_d}{R} \right)^{(\alpha+1)} + \alpha - 1 \right] \cdot \frac{1}{(\alpha+1)}. \quad \text{Pour } R_p/R \text{ à l'équilibre} \quad (66)$$

Soit

$$\frac{R_p}{R} = \left[\frac{2 \lambda_e}{(1 - \lambda_e)(K_p - 1) + \frac{\sigma_c}{\sigma_e}} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad (67)$$

$$u_{s0} = u_0 + a_d(u_\infty - u_0) \quad (68) \quad [5].$$

2.5 Les méthodes numériques

La méthode des éléments finis consiste à déterminer, en lieu et en place de l'ouvrage réel, les déplacements finis de points matériels (nœuds) appartenant à un ensemble de corps mécaniques simplifiés (éléments finis) et assemblés aux nœuds d'un maillage. Elle repose sur 2 hypothèses simplificatrices :

- ❖ les éléments sont exclusivement assemblés aux nœuds,

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

Chapitre 2 Classification des massifs rocheux et pré-dimensionnement des ouvrages souterrains

- ❖ les déplacements à l'intérieur d'un élément sont interpolés à partir des déplacements aux nœuds.

Ce type de calcul nécessite un certain nombre de choix adaptés au problème rencontré, concernant en particulier:

- ❖ le modèle de l'espace de travail (unidimensionnel, bidimensionnel, axisymétrique, tridimensionnel),
- ❖ l'échelle de la modélisation,
- ❖ les éléments finis (éléments barres, poutres, plaques, coques, volumiques),
- ❖ les modèles qui régissent le comportement des éléments considérés,
- ❖ la géométrie, la densité et les limites du maillage,
- ❖ les conditions aux limites (liaisons et chargements),
- ❖ le type d'analyse (linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique).

Cette méthode de résolution consiste donc à transformer un système d'équations différentielles en un système d'équations algébriques inversible autorisant le calcul des inconnues [11].

2.5.1 Modélisation du creusement des tunnels

La modélisation du creusement d'un tunnel peut se réaliser à partir de 3 types d'approches:

A) La modélisation tridimensionnelle (fig. 2-8a)

C'est le seul type de modélisation qui permet de traiter le problème réel par la prise en compte partielle de la technologie du creusement, de la géométrie 3D du problème et de l'ensemble des phénomènes mis en jeu. Cependant, cette modélisation 3D nécessite la réalisation d'un maillage très complexe si l'on prend en compte les différentes couches de sol et le phasage des travaux.

b) La modélisation bidimensionnelle en déformation plane (fig. 2-8b)

La modélisation 2D transversale (fig. 2-8b1) est possible dans le cas d'ouvrages à section régulière et grande dimension longitudinale, le calcul se réalisant en section courante dans un plan vertical perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage supposé de longueur infinie dans cette direction². La modélisation transversale ne permet pas d'analyser la stabilité du front de taille.

c) La modélisation axisymétrique (fig. 2-8c)

Ce calcul est très restrictif car, du fait de l'axisymétrie, il suppose un champ de contraintes homogène dans le massif : il ne s'applique donc qu'au cas des tunnels profonds et, en particulier, n'est pas adapté à la détermination des tassements de surface.

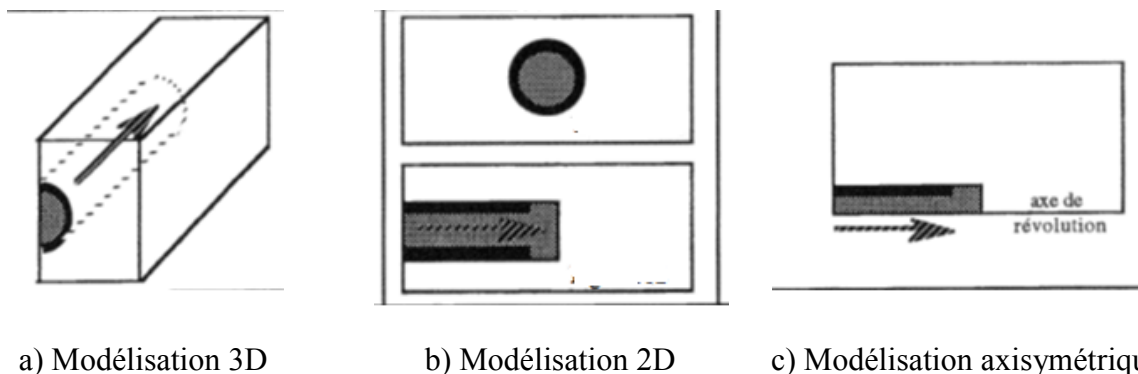


Figure.2.8. Modélisation du creusement des tunnels

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

2.5.2 Principe de calcul par la méthode des éléments fini

2.5.2.1 Apport de la méthode des éléments finis

Le calcul par éléments finis peut être réalisé en 2 ou 3 dimensions. Dans le cas d'un calcul 2D, il est usuel d'utiliser le taux de déconfinement, issu de la méthode convergence-confinement pour tenter de simuler l'effet tridimensionnel. Très schématiquement, les observations suivantes peuvent être faites :

- ❖ le terrain peut être finement modélisé. Les programmes disponibles offrent un choix très large de lois de comportement, avec en particulier, l'élasticité linéaire ou non, l'élastoplasticité avec ou sans écrouissage, les modèles radoucissant, la viscoélasticité etc. Les calculs sont effectués en contraintes totales ou en contraintes effectives et de plus en plus les possibilités de couplage hydromécanique sont accessibles.

- ❖ le calcul par éléments finis permet de représenter la géométrie exacte des soutènements, d'utiliser leurs caractéristiques mécaniques précises tout en les faisant éventuellement varier au cours du temps. Il est possible de considérer aussi bien les éléments surfaciques que les éléments linéaires et ponctuels tels les cintres ou les boulons. Le programme détermine alors les sollicitations dans chacun de ces éléments de structure.

- ❖ il est possible, surtout en tridimensionnel, de représenter de façon satisfaisante le déroulement du chantier, et les phases successives de creusement et de soutènement. Le calcul 3D est la solution la plus adaptée pour tenir compte du caractère véritablement tridimensionnel des tunnels.

En conclusion, la méthode des éléments finis est un outil performant et bien adapté pour prendre en compte tout le processus de creusement et de soutènement ; les difficultés de mise en œuvre tiennent essentiellement à l'évaluation des hypothèses et en particulier des caractéristiques du terrain et du soutènement. Dans bien des cas, il est souhaitable de recourir à des approches paramétriques pour juger plus précisément de l'influence d'une variation des données introduites [11].

2.6 La méthode des réactions hyperstatiques

La méthode aux réactions hyperstatiques étudie le comportement du soutènement ou du revêtement sous l'effet d'un chargement extérieur qui représente l'action du terrain encaissant. Cette méthode est utilisée pour la conception des ouvrages rigides, dans des massifs de sols homogènes, peu résistants, situés sous peu de couverture. Mais elles ne permettent pas de prendre en compte le phasage de l'excavation et ne considèrent pas le couple massif-soutènement. Cette méthode de calcul est relativement ancienne comparée aux calculs éléments-finis et aux concepts plus réalistes de convergence-confinement

Le principe est d'étudier le comportement du soutènement (ou du revêtement) sous l'action de charges extérieures. On réalise donc un calcul de structure classique que n'importe quel logiciel de RDM élaboré peut mener. On distingue des charges dites actives, qui sont indépendantes de l'état de déformation, et des charges dites passives qui sont les réactions hyperstatiques issues de la déformation du soutènement. La première catégorie regroupe la pression appliquée par le poids des terrains (verticale et horizontale), la pression hydrostatique si le tunnel traverse une nappe, le gonflement éventuel, le détachement d'un bloc, le poids propre du revêtement, la circulation routière à faible profondeur, etc. Les secondes charges sont les réactions de butée du terrain (Fig.2.9). Ces dernières sont considérées comme linéairement liées aux déplacements, ce qui permet de les modéliser par une série de ressorts, dont la rigidité K_4 est issue des propriétés mécaniques de la roche ou du sol environnant.

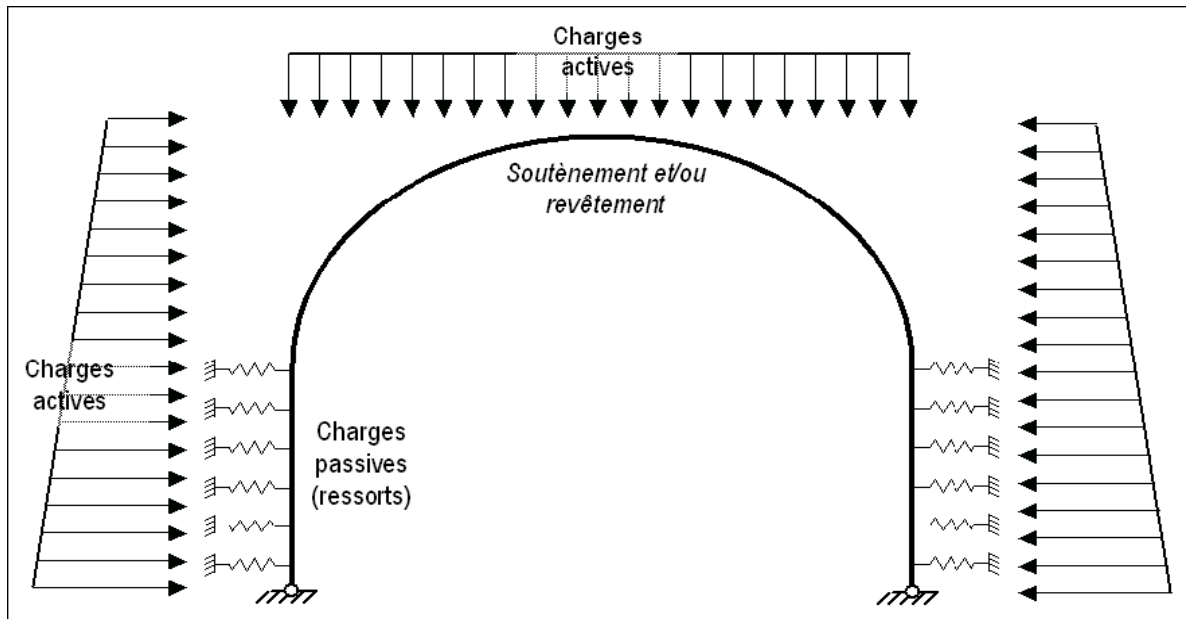


Figure.2.9 Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).

L'équilibre de la structure établi, il est alors possible d'accéder aux efforts dans le soutènement (M, N et T) ainsi qu'aux convergences maximales

2.6.1 Détermination des charges "actives"

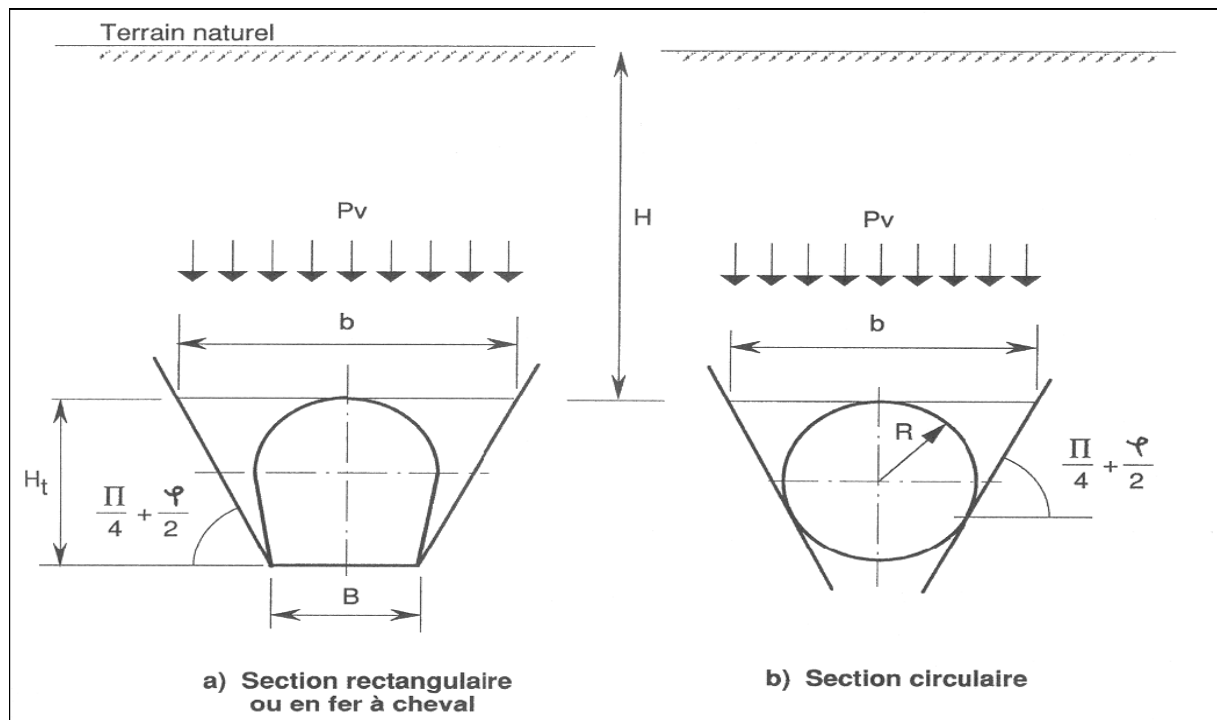


Figure.2.10 Représentation géométrique des variables utilisées dans les formules de Terzaghi

Dans le modèle proposé, ces charges constituent le "chargement extérieur" qui ne sera pas modifié par le déplacement de la structure. Elles dépendent de nombreux paramètres, tels que

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

Chapitre 2 *Classification des massifs rocheux et pré-dimensionnement des ouvrages souterrains*

la profondeur, les dimensions du tunnel, la qualité de la roche, le décousu laissé entre le front de taille et le soutènement, etc.

2.7 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 précieuses, 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 de ces méthodes c'est qu'elles soient appliquée pour des ouvrages souterrains dans des milieux continu (éléments finis, éléments frontières) ou discontinu (éléments distincts).

CHAPITRE III

PHENOMENES PRINCIPAUX D'INSTABILITES DES TUNNELS

3.1 Introduction

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 désordres est en relation étroite avec les conditions géologiques et hydrologiques, la profondeur de l'ouvrage souterrain et la méthode de réalisation retenue. Les premières analyses des accidents et des incidents répertoriés ont permis d'identifier cinq phénomènes principaux d'instabilité. Il s'agit des phénomènes suivants :

3.2 Effondrement

Un effondrement correspond à une rupture structurale, partielle ou totale, du tunnel. La rupture du recouvrement se propage parfois jusqu'en surface du sol formant une cuvette d'effondrement ou un cratère (fontis). On parle d'un effondrement localisé lorsque cette rupture ne concerne qu'une zone d'extension limitée (les effondrements localisés peuvent être le résultat de la rupture du toit du tunnel) et d'un effondrement en masse ou généralisé lorsqu'il concerne, au contraire, une zone étendue en surface. Un effondrement condamne l'utilisation du tunnel, il nécessite des moyens considérables pour reprendre le projet ou l'exploitation de l'ouvrage. L'effondrement de la station de métro (Daikai, au Japon, 1995), suite un tremblement de terre qui a eu des conséquences très importantes illustrées sur la Figure 3.1.



Figure.3.1 Effondrement de la route nationale au-dessus de station de métro de Daikai endommagée par un tremblement de terre (Japon, 1995)

Ces effondrements des tunnels montrent l'ampleur de l'impact de ce phénomène d'instabilité.



Figure.3.2 Tunnel de Patra après l'effondrement (Grèce, août 1998)

3.1.2 Désordres locaux

Ils incluent plusieurs formes d'instabilité locale dans les ouvrages souterrains, comme les chutes de blocs, la fissuration, l'infiltration faible d'eau, les dommages apparaissant aux parois et au toit de l'ouvrage, le soulèvement de radier, etc. Les désordres ne remettent pas toujours en cause l'utilisation du tunnel, mais imposent une réparation importante.

Des fissurations graves peuvent se développer sur les parois sous l'effet des agents agressifs chimiques avec le temps (Fig.3.3).

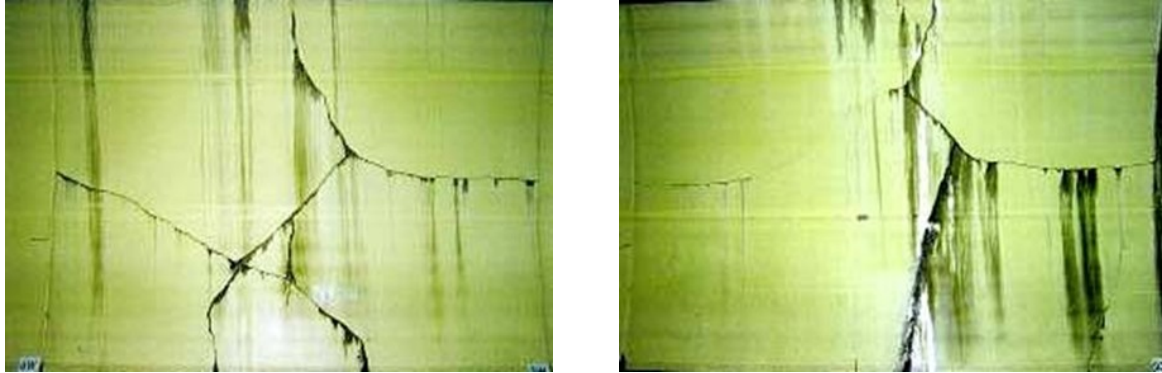


Figure.3.3 Fissurations sur les parois (Sauer, 2004)

La Figure 3.4, montre aussi les désordres du tunnel suite de l'arrivée d'eau gelée dans le tunnel.



Figure 3.4 Arrivée d'eau gelée dans le tunnel de Galibier

3.1.2 Inondations

C'est une conséquence de l'envahissement d'un ouvrage souterrain par une grande quantité d'eau souterraine ou par une grande quantité d'eau de pluie, ces phénomènes entraînent des pertes matérielles importantes et des arrêts de travaux dans les ouvrages souterrains affectés. La Figure II.5 montre une partie des dégâts observés après cet accident. La catastrophe est due à l'infiltration de quantités considérables et non prévues d'eau de pluie dans l'ouvrage en construction.



Figure.3.5 Inondation du tunnel de Wushantou, Japon 1992

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

3.1.4 Fortes déformations (convergence extrême)

Il s'agit de la réduction de section associée aux fortes convergences qui compromet l'utilisation de l'ouvrage dans des conditions de sécurité optimale. La forte déformation peut résulter de plusieurs facteurs comme le gonflement, le fluage, les déformations plastiques, les contraintes tectoniques. Les conséquences de la convergence sont la fermeture de la section, la destruction du soutènement. Parfois, ce phénomène nécessite la réexcavation de l'ouvrage souterrain. Un exemple exceptionnel de l'ampleur des déformations (convergence) pouvant être observées (Fig.3.6). Pendant l'exécution du tunnel une diminution de la section (diamètre) de l'ordre de 2 m a été mesurée. Par conséquent le soutènement provisoire a été totalement détruit et le tunnel a été ré-excavé.

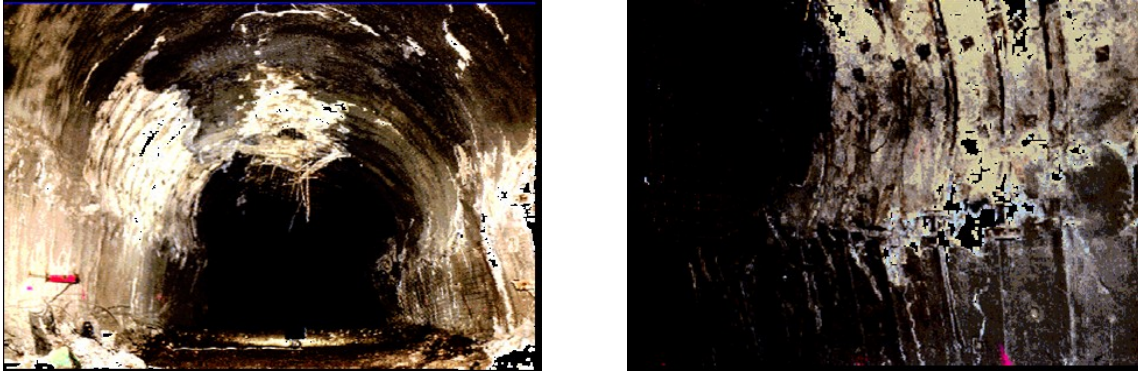


Figure.3.6 Rupture de soutènement du tunnel routier de Tymfristos à cause d'une forte convergence

3.1.5 Tassement en surface ou tassement différentiel

Le creusement des ouvrages souterrains urbains dans de terrains meubles engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface. Le tassement différentiel s'exprime par des déformations dues à la différence des valeurs des tassements des deux éléments structuraux successifs du tunnel et dans des tunnels immergés.[6].

3.1.5.1 Tassements en surface

Les tunnels urbains sont des ouvrages souterrains situés à une profondeur généralement faible et souvent creusés dans des terrains meubles ou de sols. Le creusement de ces ouvrages engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface. La cuvette de tassement ou la dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel est définie par le tassement maximal S_{\max} et la distance du point d'inflexion caractérisant l'extension latérale de la cuvette, (Fig.3.7).

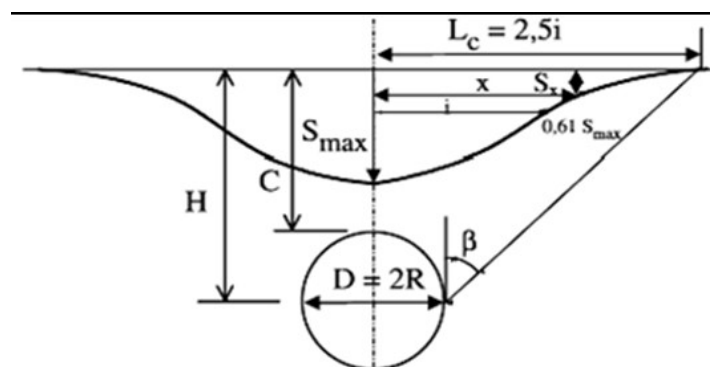


Figure.3.7 Forme de la cuvette de tassement

Les différents types d'instabilités des ouvrages souterrains sont liés aux conditions géotechniques, géologiques, hydrologiques et techniques du projet souterrain. Ces différents types de risque d'instabilités [11].

3.2 Mouvements du sol engendrés par le creusement du tunnel

3.2.1 Description générale des mouvements de sol

Le creusement d'un tunnel perturbe le champ initial des contraintes et la situation hydrogéologique dans le massif. Cette modification des contraintes s'accompagne en général d'un déplacement instantané du front vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel. Les mouvements de surface apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme par perte de sol au front de taille à cause de :

- ❖ déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, soit 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 (Fig.3.9) 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_t , notation qui est adoptée dans la suite [2].

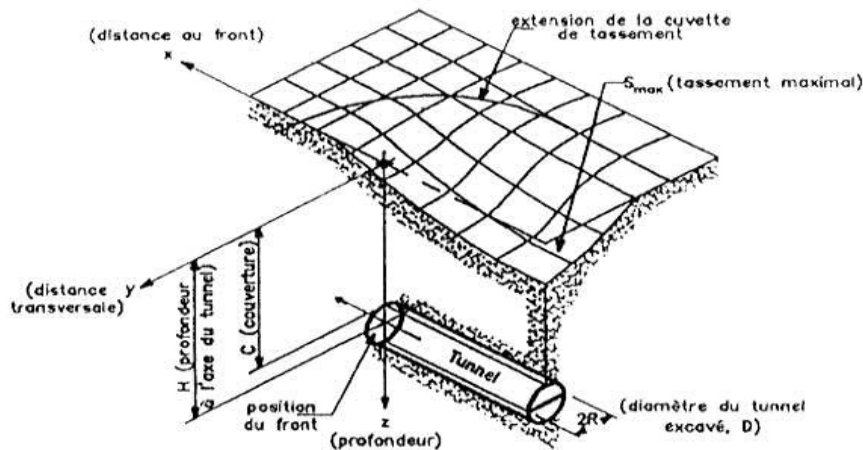


Figure.3.8 Cuvette de tassement 3D

3.2.2 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 (Fig.3.9) par une courbe de Gauss inversée. 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 :

$$s(x) = S_{max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (3.1)$$

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

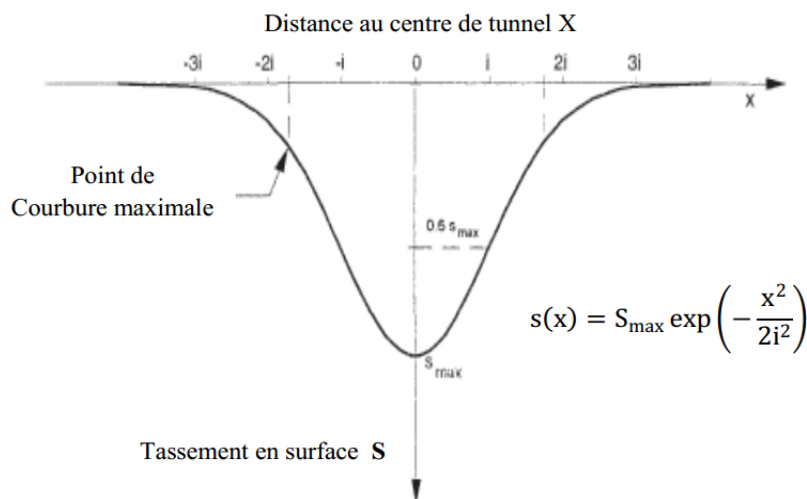


Figure.3.9 Allure générale de la cuvette de tassement

L'estimation des paramètres S_{max} et i est basée sur des observations faites sur un grand nombre d'ouvrages réels. Pour estimer le paramètre i empiriquement, le Tableau.3.1 présente quelques formules qu'on trouve dans la littérature :

Tableau.3.1 Estimation de i à partir des relations empiriques.

Auteur	Expression proposée	Type de sol
Mair & Tailor (1993)	$i = 0,175 * H + 0,325H$	Sols argileux
Dyer & al (1996)	$i = 0,29 * H$	Sable lâche à moyennement dense
Al Abram (1998)	$i = 0,15 * H + 0,5 * H$	Sol analogique
Sagiyama (1999)	$i = 0.75 * h^{0.8} * Di$ ou $i = 0,5 * H$	Argile Sable et gravier

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

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

$$S_{max} = k * \lambda * \frac{\gamma R^2}{E} \tag{3.2}$$

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.

3.2.3 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 $S_{max} / S_{clé}$. Une formule linéaire est proposée :

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = k \left(\frac{R}{H} \right) \tag{3.3}$$

Où :

R, H rayon initial et profondeur du tunnel. K est la constante d'amortissement :

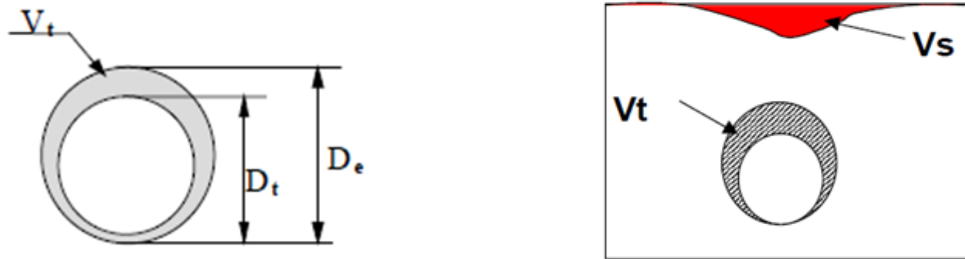
$$0,1 < R/H < 0,25 \qquad k = 3$$

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

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

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \frac{\frac{R}{H}}{a + b \frac{R}{H}} \tag{3.4}$$

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 (Fig.3.10a). 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

b: Mouvement du sol. autour du tunnel

Figure.3.10 Mouvement de sol

Les tassements dans le plan transversal définissent le volume, noté V_s ou (volume de tassement (Fig.3.11b). 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 :

$$V_s = 2,5 * S_{max} * i \tag{3.5}$$

La formule suivante est utilisé pour estimer la perte de volume:

$$V_t = \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D_t^2) \tag{3.6}$$

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

Tableau 3.2 Relations empiriques permettant l'estimation de V_s/V_t

Auteur	Expression proposée
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)	$\frac{V_s}{V_t} = 0.009 * \left(\frac{i}{D} \right) * \left(\frac{H}{D} - 0.6 \right)$

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.

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

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

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 [7].

3.3 Stabilité du front de taille

3.3.1 Introduction

Lors du creusement d'un tunnel, la stabilité du front de taille est un élément clé en termes de sécurité, une rupture pouvant mettre simultanément en danger le personnel travaillant dans le tunnel ainsi que les personnes et les biens situés en surface. Il est donc primordial d'assurer un état du front temporairement stable, tout en conservant des conditions et un coût d'exécution acceptables. Il faut noter également que le sol à proximité du front, soumis à de très fortes réductions de contrainte moyenne, est également le siège de déformations importantes. Celles ci, même en l'absence de rupture, peuvent engendrer des niveaux de tassement élevés[3].

3.3.2 Problèmes de stabilité

La stabilité devient le critère essentiel lorsque les mouvements de terrain n'ont pas de conséquences inacceptables : c'est le cas par exemple des tunnels profonds ou des tunnels construits en zone non urbanisée. Dans ce cas, on est amené à considérer la possibilité de creusement avec ou sans renforcement du massif suivant que le front est stable ou non.

La quantification de la stabilité est assez simple lorsque le milieu à excaver est purement cohérent, et devient relativement difficile à exprimer si le terrain a des propriétés de cohésion et de frottement. Ceci nous amène à dégager deux situations distinctes ;

- ❖ les terrains argileux définis par une cohésion non drainée à court terme C_u ;
- ❖ les terrains granulaires caractérisés par une cohésion C' et un angle de frottement φ' ;

Dans la plupart des cas, les études de la stabilité du front de taille ont été réalisées en considérant un tunnel circulaire de rayon R (Fig.3.11), soutenu jusqu'au front de taille. Le chargement de la structure peut être défini par trois paramètres : γ (poids du terrain environnant), σ_s (surcharge), et σ_t (pression appliquée au front de taille),

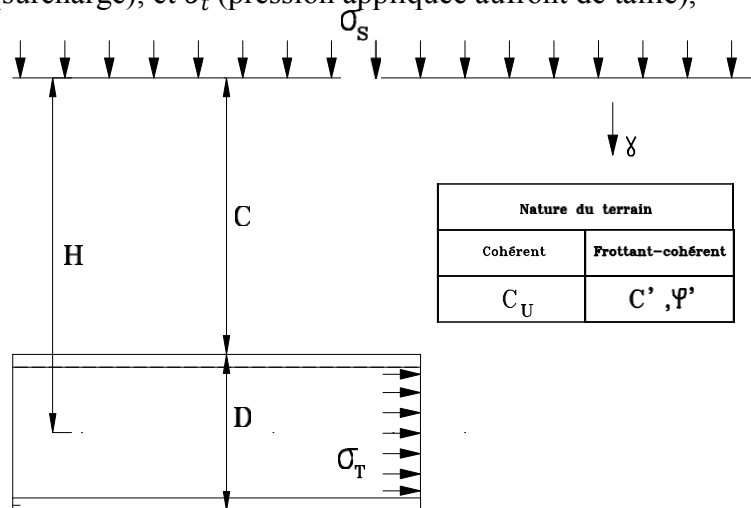


Figure 3.11 Configuration étudiée

3.3.3 Méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille

Les méthodes usuelles de calcul de la stabilité du front de taille d'un tunnel résultent de travaux expérimentaux (essais d'extrusion en laboratoire, essais en centrifugeuse), semi-empiriques et théoriques (notamment approche par le calcul à la rupture) ainsi que de l'observation in situ

3.3.3.1 Tunnels en terrains cohérents

Dans ce cas, l'expérience montre que les ruptures au front de taille peuvent mobiliser des volumes de terrain importants (Fig.3.12).

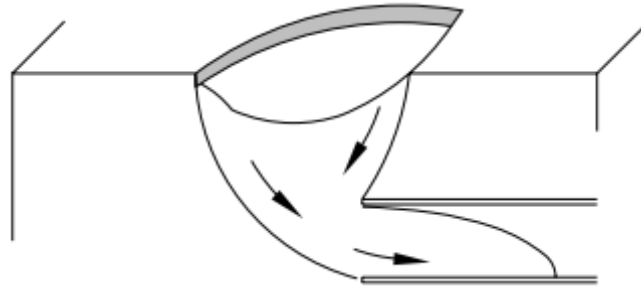


Figure.3.12 Schéma de rupture du front de taille en terrain purement cohérent

Le facteur prépondérant pour l'étude de la stabilité du front est le rapport $N = \frac{\sigma_v}{C_u}$ (appelé "facteur de charge") qui représente le niveau de cisaillement, σ_v étant la contrainte verticale à la profondeur du tunnel et C_u la cohésion du terrain. S'il existe une pression de confinement on utilise le ratio $N = \frac{\sigma_v - \sigma_t}{C_u}$

3.3.3.2 Tunnels en terrains frottant

Les essais en centrifugeuse ont montré que la zone mise en rupture est plus restreinte que pour les terrains cohérents (Fig.3.13).

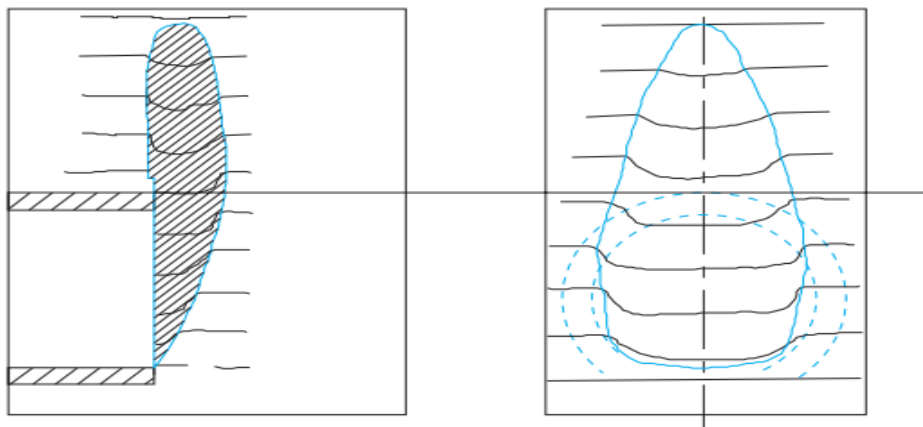


Figure.3.13 Schéma de rupture du front de taille en terrain frottant

La présence d'eau peut bien sûr aggraver considérablement les instabilités. S'il y a lieu, on doit introduire l'effet d'un gradient hydraulique dans les calculs de stabilité, en tenant compte de l'amélioration que peut apporter un drainage éventuel. Certains terrains granulaires peuvent présenter à court terme des conditions de stabilité satisfaisantes si le déroulement des travaux est bien maîtrisé : avancement régulier, protection rapide du front, mise en place du soutènement près du front. Il faut toutefois prendre garde aux aléas dans le déroulement des travaux et aux hétérogénéités possibles du terrain.

3.3.4 Soutènement du front de taille

La protection du front de taille par béton projeté est un élément de sécurité important, mais ne peut pas être prise en compte dans un calcul de dimensionnement. Les méthodes de calcul de la stabilité du front de taille citées précédemment permettent de prendre en compte le renforcement par boulonnage.

Dans tous les cas il convient de vérifier que le schéma de boulonnage utilisé est bien adapté au terrain : résistance unitaire des boulons, espacement, scellement au terrain.

On peut se référer pour certains aspects aux recommandations CLOUTERRE 1991 (Presses de l'ENPC). (en gardant en mémoire que ces recommandations s'appliquent au clouage des talus et non au boulonnage des fronts de taille).

En cas de mise en place d'un pré-soutènement, les méthodes de calcul doivent être adaptées pour tenir compte des particularités géométriques de l'ouvrage (existence d'une structure porteuse en avant du front de taille) [3].

3.4 Renforcement du front de taille d'un tunnel par boulonnage

3.4.1 Définition et avantages du boulonnage

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 a conduit à 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 [2].

3.4.2 Technique de boulonnage frontal

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). Deux matériaux sont utilisés pour la fabrication de boulons : l'acier ou 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 :

- ❖ Le boulon à ancrage ponctuel est scellé au terrain seulement à ses extrémités.
- ❖ Le boulon à ancrage réparti est scellé au terrain sur toute sa longueur grâce à un coulis de ciment ou de résine.
- ❖ Le boulon à friction est constitué d'un tube creux à haute adhérence dans lequel une pression interne (par exemple, injection d'eau) 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) 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 (VTR) alors que d'autres sont constitués d'éléments triangulaire (Fig.3.14a) ou rectangulaire (Fig.3.14b) en fibre de verre associés à un tube d'injection en PVC.

a) Plaquette triangulaire en fibre de verre avec tube PVC d'injection sur le côté

b) Trois plaquettes rectangulaires en fibre de verre entourant le tube PVC d'injection

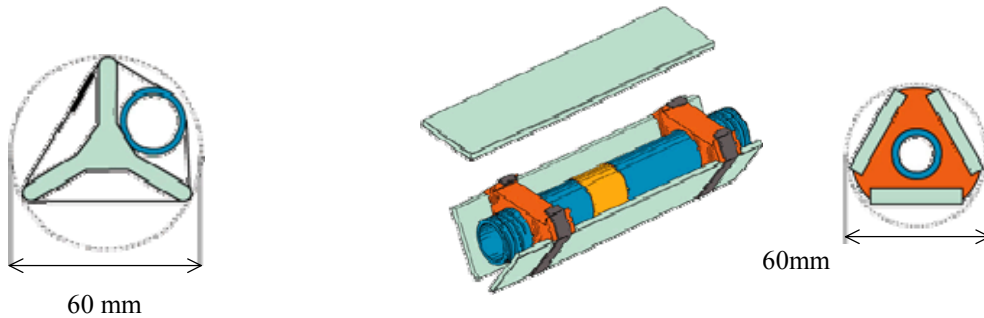


Fig.3.14 Différents types de boulon longitudinal en fibre de verre

Les différents éléments formant un boulon sont assemblés sur chantier (Fig.3.15a) et leur longueur est généralement comprise entre 10 et 20 mètres. Ils sont placés à l'intérieur d'un forage frontal horizontal d'environ 10 cm de diamètre (Fig.3.15b) réalisé à l'aide d'une foreuse puis scellés au terrain par l'injection de mortier de ciment ou de résine dans le tube d'injection.



a) Assemblage de boulons



b) Mise en place dans le forage

Figure.3.15 Pose de boulons en fibre de verre au front de taille

L'opération est renouvelée plus ou moins fréquemment et entièrement selon les chantiers. les boulons sont renouvelés partiellement tous les trois mètres (Fig.3.16a) : c'est un cycle court. Alors que pour un cycle long (Fig.3.16b) les boulons sont renouvelés entièrement lorsqu'ils atteignent une longueur minimale d'une douzaine de mètres. Dans les deux cas, la densité de renforcement décroît à l'avant du front.

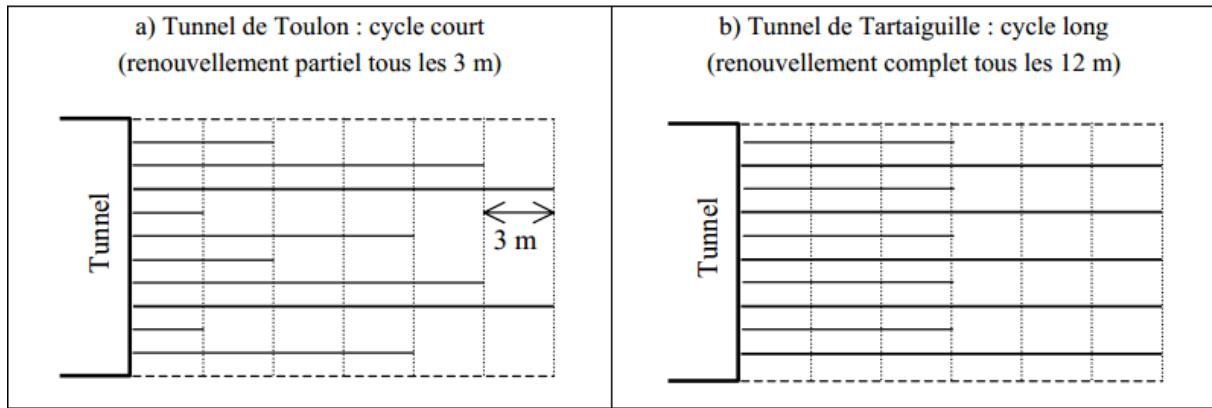


Figure.3.16 Deux types de cycles de boulonnage du front : court ou long

L'un des avantages majeurs de cette technique est que, de part la légèreté du matériel requis pour la mise en place des boulons en fibre de verre, leur nombre et leurs dimensions peuvent être adaptés localement en fonction des conditions géologiques du terrain[7].

3.5 Conclusion

La construction du tunnel est un procédé complexe générant de nombreux événements dans le sol. Au fur et à mesure de l'avancement du tunnel, ces mouvements peuvent être très importants en surface comme au front de taille. La réponse d'un massif aux sollicitations engendrées par le creusement d'un tunnel dépend de la nature de sol et de la technique de creusement. Le comportement du noyau d'avancement au cours d'excavation joue un rôle très important à la stabilité de tunnel. La prévision de l'allure des déplacements verticaux dans le massif est indispensable lorsqu'un tunnel est construit au-dessous de structures enterrées (sous-sols, fondations profondes, ouvrages souterrains existants). Pour limiter ces déformations, des techniques de pré-soutènement et de soutènement du front de taille sont indispensables pour garantir la stabilité du tunnel pendant l'excavation.

CHAPITRE IV

PRE-DIMENSIONNEMENT DU TUNNEL PAR LES METHODES EMPIRIQUES ET ANALYTIQUES

4.1 Présentation de projet

Le tunnel du projet se situe au Nord - Est de Constantine. Il traverse du Sud au Nord Djebel El Kantour sur une longueur totale de 2500 m. Le tracé du tunnel est relevé sur la carte géologique de Smendou au 1/50000 ème(Fig.4.1). La structure géologique prédominante de la région est orientée selon l'axe Est-Ouest, ce qui résulte en une intersection presque normale à la direction du tunnel.

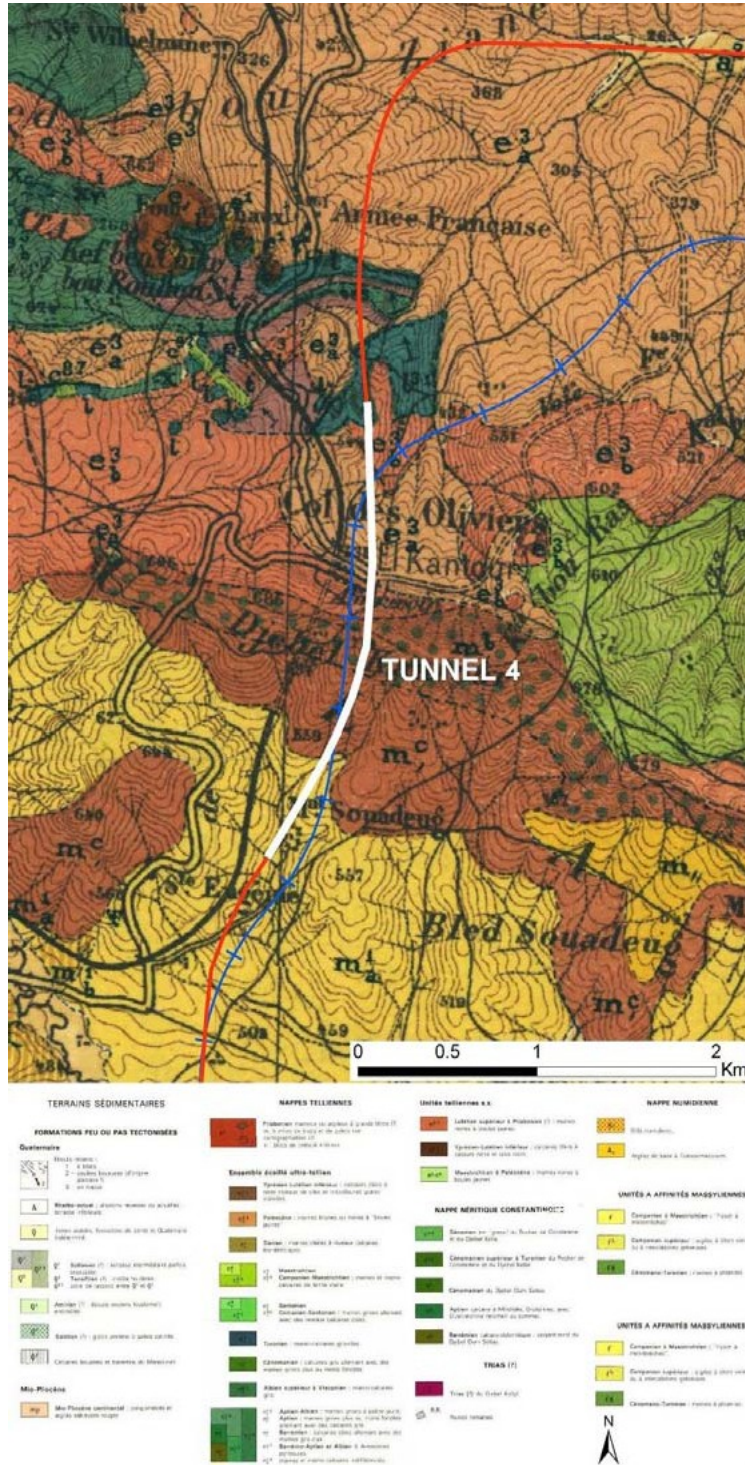


Figure.4.1 Emplacement du tunnel traversant Djebel El Kantour sur la carte géologique de Smendou

La géologie du massif traversée par le tunnel se compose de marnes et de calcaires sous forme de blocs fortement pliés et cisailés. Ceux-ci sont recouverts par des dépôts du Quaternaire, comprenant des argiles, des limons et des conglomérats. Une description plus détaillée des conditions rencontrées dans la zone du tunnel est donnée à partir des cartes et des levés géologiques réalisés sur site le long du nouveau tracé du tunnel en annexe.

La profondeur maximale du tunnel sous le niveau du terrain naturel atteint 235m environ. Ceci a résulté en une augmentation de la longueur du tunnel jusqu'à plus de 2500 m. La région centrale où la couverture est profonde au-dessus du tunnel semble être surmontée par des grès couverts de conglomérats. Cependant, il est prévu que le creusement du tunnel soit principalement dans la marne altérée et/ou des argiles marneuses.

4.2 Reconnaissance géotechnique

La campagne géotechnique récente comprend les investigations suivantes :

- ❖ les levés géologiques réalisés par des experts géologues ;
- ❖ Une campagne de reconnaissance par sondages carottés (8 sondages), des essais in situ ; essais pressiométriques (4 sondages pressiométriques), des essais en laboratoire, six inclinomètres et quatre piézomètres
- ❖ Un relevé géophysique par la méthode de résistivité électrique.

a). Sondages carottés

Dans le cadre de l'investigation géotechnique, quatorze sondages carottés ont été réalisés au droit du nouveau tracé du tunnel T4. La coupe lithologique des deux sondages choisie pour le pré-dimensionnement du tunnel est détaillée ci-après.

Sondage S4-LT-29

Ce sondage, de 50m de long, se situe au sud du sondage S4-LT-28, et également à l'amont du portail sud du tunnel T4.

Il parcourt successivement les unités lithologiques suivantes :

- ❖ de 0 à 1,6 m : terrain de recouvrement argileux noirâtre, riche en matières organiques
- ❖ de 1,6 à 8,6 m : argile marneuse altérée;
- ❖ de 8,6 à 17,50 m : argile marneuse avec des inclusions de gypse;
- ❖ de 17,50 à 35 m : argile marneuse compacte à fracturée avec des inclusions gypseuses et des passages désagrégés;
- ❖ de 35 à 36 m : intercalation de bande de grès fin grisâtre, consolidé et calcaire;
- ❖ de 36 à 50 m (fin du sondage) : argile marneuse compacte et fracturée. Certaines fractures sont remplies de gypse.

Le pourcentage de récupération des carottes varie de 50 à 100% le long du sondage. Ce sondage a été équipé d'un inclinomètre.

Sondage S4-LT-35Ni

Ce sondage, a été poursuivi jusqu'à une profondeur de 50m. Il se situe sur le tracé du tunnel sur le versant nord du DJEBEL ELKANTOUR.

Au droit de ce sondage, les unités lithologiques suivantes ont été successivement identifiées:

- ❖ de 0 à 2,2 m : terrain de recouvrement argileux et argile graveleuse plastique;
- ❖ de 2,2 à 3,5 m : bande gréseuse oxydée et fracturée;
- ❖ de 3,5 à 17 m : argile marneuse (argilite) schisteuse avec fracture oblique à 12m et des veines gypseuses;
- ❖ de 17 à 50 m (fin du sondage) : argile marneuse (argilite) fracturée avec des passages gréseux.

Le pourcentage de récupération des carottes varie de 50 à 100% le long du sondage, pour un

RQD de 0 à 60% au sein des argilites.

4.2.1 Paramètres géotechniques d'étude

Les détails géologiques, géotechniques, géophysiques et hydrogéologiques décrits dans les sections précédentes ont été utilisés afin de déterminer les paramètres géotechniques pour l'étude du tunnel. Pour cela on a eu recours aux :

- ❖ données d'essais et autres détails disponibles afin d'estimer les paramètres généraux de contraintes et de déformations, en particulier pour les sols et les roches faibles ;
- ❖ méthodes de classification générales des roches comme utilisées internationalement, afin de définir la performance géotechnique possible pour tous les matériaux.

Unités Géologiques

Onze unités ou formations géologiques ont été identifiées le long du tunnel T4 :

- ❖ unité 1 : terrain de recouvrement/ Colluvions graveleuses –Quaternaire ;
- ❖ unité 2 : argile marneuse altérée-Eocène ;
- ❖ unité 3 : marne compacte-Eocène ;
- ❖ unité 4 : argile Marneuse compacte-Eocène
- ❖ unité 5 : argile marneuse-Eocène
- ❖ unité 6 : argile marneuse à gréseuse-Eocène ;
- ❖ unité 7 : grès fin friable –Miocène ;
- ❖ unité 8 : argile marneuse très fracturée-Eocène ;
- ❖ unité 9 : marne compacte schisteuse-Eocène ;
- ❖ unité 10 : calcaire fracturé ou en copeaux tectoniques-Jurassique ;
- ❖ unité 11 : alternance de Marne, conglomérats et degrès.

Tableau.4.1 Sélection des paramètres d'étude

paramètres sélectionnés										
Unité du Sol	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9-U11	U10
γ (kN/m ³)	16.5	17.5	20	22	20	20	23	19	20	23
E (MPa)	5	25	300	240	140	200	260	15*	700	5000
C (kPa)	5*	5*	25-150	25-100	10-60	50-160	200-300	10*	100-300	200-300
Φ (°)	27	27	20	22	20	25	30	9	35	35

4.3 Prédimensionnement du tunnel par les méthodes empiriques

(Le point de sondage S4-LT-35Ni)

❖ Méthode de Bieniawski (RMR)

Tableau.4.2 Paramètres de la méthode de Bieniawski

Parametres	Désignation	Note
RQD	60%	13
σ_c	$\sigma_c = 3 MPa$	1
Espacement des joint	S ₄ / E ₄ = 80mm	10
Nature des joint	Surface légèrement regeuses eponte altérées	12
Venue d'eau	$K_3 = 10^{-6} m/s$ $H_2 = 10m$ $\sigma_w = 10.10 = 100 KN/m^2$ $\sigma_1 = \gamma. H = 17,3. X29 = 501,7 KN/m^2$ $\frac{\sigma_w}{\sigma_1} = 100/501.7 = 0.19$	7
		43

❖ On a le pendage = 5° D'après le Tableau.2.5. le Pendage défavorable:

$$RMR - 10 = 43 - 10 = 33$$

D'après le tableau.2.6. la Classe de laroche : **4** ; donc il s'agit d'une **roche médiocre**

D'après le tableaule.2.6. Temps de tenue moyenne : **5 heures** pour **1.5 m** de portée

❖ Méthode de BARTON (Q system)

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \tag{4.1}$$

Tableau.4.3 Paramètres de la méthode de BARTON

parametres	Désignation	Note
RQD	60%	60%
J _n	3 famille + diaclases aléatoires	12
J _r	Parois séparées lorsque cisailé	1
J _a	Zones ou bandes épaisses d'argile	12
J _w	Infiltration moyennes $12.38 \times 10^{-1} = 1,238$	0,66
SRF	$\frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{3}{0.501} = 5,98$	1

$$Q = 0.27$$

D'après le Tableau.2.10. Classe de la roche : **très mauvais**

$$\text{Portée non soutenue} = 2. ESR. Q^{0.4}$$

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

D'après le tableau.2.11. $ESR = 1.3$ et la Portée non soutenue = **1.54 m**

❖ Méthode AFTES

Récapitulatif des données introduites

Tableau.4.4 Données relatives au terrain

Type de terrain :	Sols peu consolidés
Nombre de familles de discontinuités :	plus de deux familles
Orientation des discontinuités :	creusement en direction
Densité des discontinuités :	$20 < E < 60$ cm ou $50\% < RQD < 75\%$
Altérabilité (terrain susceptible de) :	Gonflement
Charge hydraulique :	10 m
Perméabilité :	100 (* 10 – 8 m/s)
Poids du sol γ_d :	17.3 kN/m ³
Couverture :	29 m
Contrainte initiale (Calculée) :	0.6017 MPa

Tableau.4.5 Données relatives à la cavité

Dimension :	11.4 m
Procédé de creusement (excavation) :	Mécanique
Environnement sensible au tassement :	Oui

Tableau.4.6 Synthèse des recommandations de l'AFTES

Critères	Classes	Types de soutènement													
Comportement mécanique	R6b	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Altérabilité	Gonflement	*	✓	*	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Hydrologie	K3 H2	✗	✗	✗	✗	*	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Environnement	Sensible tas.	✗	✓	✓	✓	✓	✓	*	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Dimension	Grande	✓	✓	✓	✓	✓	*	✓	✓	✓	✓	*	✓	✓	✓
Couverture	σ_0 Modérée	✗	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Synthèse		✗	✗	✗	✗	✗	*	*	✓	✓	✓	*	✓	✓	✓

✓ 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

Recommandations AFTES

- ❖ utiliser des voussoirs constitués de plaques de métal assemblées ;
- ❖ utiliser des voussoirs en béton ;
- ❖ traiter le terrain par injection ;
- ❖ traiter le terrain par air comprimé ;
- ❖ traiter le terrain par congélation ;

4.4 Pré-dimensionnement du tunnel par les méthodes empiriques

(Point de sondage S4-LT-29)

❖ **Estimation Bieniawski (RMR)**

Tableau.4.7 Paramètres estimatif de Bieniawski

Paramètres	Désignation	Note
RQD	60%	13
σ_c	R_{5a} , (0.5 à 6 MPa) $\sigma_c = 3 \text{ MPa}$	1
Espacement de joint	$S_{3/E_3} = 40\text{cm}$	20
Nature des joints	Surface légèrement rugueuses épontes altérées	12
Venues d'eau	$K_3 = 10^{-5} \text{ m/s}$ $H_2 = 10\text{m}$ $\sigma_w = 10.10 = 100 \text{ KN/m}^2$ $\sigma_1 = \gamma \cdot H = 20 \cdot 20 = 400 \text{ KN/m}^2$ $\frac{\sigma_w}{\sigma_1} = 100/400 = 0.25$	7
		53

on le pendage =5° D'après le tableau.2.5. le Pendage défavorable :

$$RMR - 10 = 53 - 10 = 43$$

D'après le tableau.2.6. la Classe de roche :3 donc **roches moyennes**

D'après le tableau.2.6. le Temps de tenue moyenne : **1 semaine** pour **3m** de portée

❖ **Estimation BARTON (Q system)**

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \tag{4.2}$$

Tableau.4.8 Paramètres estimatif de BARTON

Paramètres	Désignation	Note
R.Q.D	60%	60%
J_n	3 famille et diaclases aléatoire	12
J_r	Paroi séparées lorsque cisailé	1
J_a	Zone ou bande d'épaisses d'argile (10-13)	11
J_w	Infiltration moyennes $12.38 \times 10^{-1} = 1,238$	0.66
SRF	$\frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{3}{0,4} = 7.5$	1

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} = 0.3$$

D'après le Tableau.2.10. Classe de la roche : **très mauvais**

$$\text{Portée non soutenue} = 2 \cdot ESR \cdot Q^{0.4}$$

D'après le tableau.2.11. $ESR = 1.3$ et la Portée non soutenue = **1.61 m**

❖ **Estimation AFTES**

Données relatives au terrain

Tableau.4.9 Données relatives au terrain

Type de terrain :	Sols peu consolidés
Nombre de familles de discontinuités :	plus de deux familles
Orientation des discontinuités :	creusement en direction
Densité des discontinuités :	20<E<60 cm ou 50%<RQD<75%
Altérabilité (terrain susceptible de) :	Gonflement
Charge hydraulique :	15 m
Perméabilité :	100 (*10 ⁻⁸ m/s)
Poids du sol γd :	20 kN/m ³
Couverture :	20 m
Contrainte initiale (Calculée) :	0.55 MPa

Données relatives à la cavité

Tableau.4.10 Données relatives à la cavité

Dimension :	11.4 m
Procédé de creusement (excavation) :	Mécanique
Environnement sensible au tassement :	Oui

Tableau.4.11 Synthèse des recommandations AFTES

		Types de soutènement												
Critères	Classes													
Comportement mécanique	R6b						✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Altérabilité	gonflement	✗	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Hydrologie	K3 H2					✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Environnement	Sensible tas.		✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Dimension	Grande	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓
Couverture	σ_0 modéré		✓		✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Synthèse							✗	✗	✓	✓	✓	✗	✓	✓

✓ 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

Recommandations AFTES

- ❖ utiliser des voussoirs constitués de plaques de métal assemblées.
- ❖ utiliser des voussoirs en béton ;
- ❖ traiter le terrain par injection ;
- ❖ traiter le terrain par air comprimé ;
- ❖ traiter le terrain par congélation

4.5 Prédimensionnement par la méthode analytique (convergence-confinement)

Tableau.4.12 Paramètres du profil du sol unité 06

Caractéristique du profil du sol unité 06					
R [m]	H[m]	v	E[MPa]	C[KPa]	φ [°]
5.7	62	0.3	200	160	25°

❖ Calcul de la contrainte initiale

$$\sigma_0 = \gamma \cdot h = 1,7 * 16 + 1,85 * 46$$

$$\sigma_0 = 1,12 \text{ Mpa} = 1120 \text{ Kpa}$$

❖ Calcul de la résistance à la compression du massif du sol

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot C \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2 \cdot 160 * \cos 25}{1 - \sin 25} = 502,3 \text{ kPa}$$

$$\sigma_c = 502,3 \text{ kPa}$$

Vérification du comportement du massif de sol

On a $\frac{\sigma_c}{2} = 251,15 \text{ kPa}$ donc $\sigma_0 \geq \frac{\sigma_c}{2} \rightarrow$ le sol a un comportement **élastoplastique**

❖ La courbe caractéristique du massif du sol (la courbe de convergence)

Calcul du taux de déconfinement élastique

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left(K_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right) \tag{4.3}$$

Calcul du coefficient de butée

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1 + \sin 25}{1 - \sin 25} = 2,46$$

$$\lambda_e = \frac{1}{2,46 + 1} \left(2,46 - 1 + \frac{502,3}{1120} \right) = 0,55$$

Calcul de la convergence a la fin de la phase élastique

$$u_{Re} = \lambda_e \cdot u_{R0} \tag{4.4}$$

$$u_{R0} = \frac{1 + v}{E} \cdot \sigma_0 \cdot R = \frac{1 + 0,3}{200} \cdot 1,12 \cdot 5,7 = 0,04149 \text{ m}$$

$$u_{R0} = 4,1 \text{ cm}$$

Calcul de la convergence à la fin de la phase élastique

$$u_{Re} = 0,55 \cdot 4,1 = 2,26 \text{ cm}$$

Calcul de la contrainte radiale à la fin de la phase élastique σ_{Re}

$$\sigma_{Re} = (1 - \lambda_e) \sigma_0 = (1 - 0,55) \cdot 1,12 = 0,50 \text{ MPa}$$

Calcul de déplacement plastique

Détermination du rayon plastique

$$\frac{R_p}{R} = \left[\frac{2\lambda_e}{(1-\lambda)(k_p-1) + \frac{\sigma_c}{\sigma_0}} \right]^{\frac{1}{(K_p-1)}} \quad (4.5)$$

Calcul du taux de confinement

$$\lambda(x) = 1.0,75 \left[\frac{1}{1 + \frac{4}{3} \cdot \frac{1.5}{5.7}} \right]^2 = 0.59$$

on prend $\lambda(x) = 1$

$$\frac{R_p}{R} = \left[\frac{2.0,55}{(1-1)(2.46-1) + \frac{502,3}{1120}} \right]^{\frac{1}{(2,46-1)}} = 1,85$$

$$R_p = 1,85 \cdot R = 1,85 \cdot 5,7 = \mathbf{10,54m}$$

$$F_1 = -(1-\nu) \frac{K_p + 1}{K_p - 1} = -0.95$$

$$F_2 = 2 \frac{1 + K \cdot K_p - \nu(K_p + 1)(K + 1)}{(K_p - 1)(K + K_p)}$$

$$K = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

On a ψ : angle de dilatance

$$\psi = \varphi = 25$$

$$K = \frac{1 + \sin 25}{1 - \sin 25} = 2.46$$

$$F_2 = 2 \frac{1 + 2,46 \cdot 2,46 - 0.3(2,46 + 1)(2,46 + 1)}{(2,46 - 1)(2,46 + 2,46)} = 0.96$$

$$F_3 = 2(1-\nu) \frac{K_p + 1}{K_p - 1} = 0.98$$

$$\frac{2G}{\sigma_0} \cdot \frac{u_R}{R} = \lambda_e \left[F_1 + F_2 \left(\frac{R}{R_p} \right)^{K_p-1} + F_3 \left(\frac{R_p}{R} \right)^{K+1} \right]$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{200}{2(1+0.3)} = 76.92 \text{ Mpa}$$

$$\frac{2.76,92}{1.12} \cdot \frac{u_R}{5.7} = 0.55 \left[-0,98 + 0,96 \left(\frac{5.7}{10,54} \right)^{2,46-1} + 0,98 \left(\frac{10,54}{5,7} \right)^{2,46+1} \right]$$

$$u_{pl\infty} = 0.1752 \text{ m} = \mathbf{17.52 \text{ cm}}$$

❖ Construction de la courbe de convergence

Pour $\lambda = 0,90$

$$\frac{R_p}{R} = \left[\frac{2\lambda_e}{(1-\lambda)(k_p-1) + \frac{\sigma_c}{\sigma_0}} \right]^{\frac{1}{(k_p-1)}} = 1.51 \quad \text{et} \quad R_p = 1,51 \cdot 5,7 = 8.60 \text{ m}$$

$$\frac{R}{R_p} = \frac{5,7}{8,60} = 0,66$$

$$u_R = \frac{0,55 \left[-0,95 + 0,96 \left(\frac{5,7}{8,60} \right)^{2,46-1} + 0,98 \left(\frac{8,60}{5,7} \right)^{2,46+1} \right] 5,7 \cdot 1,12}{2.76,92}$$

$$u_R = 8,33 \text{ cm}$$

$$\sigma_R = (1 - \lambda)\sigma_0 = (1 - 0.9) \cdot 1,12 = 0,112 \text{ MPa}$$

Tableau.4.13 Récapitulation des résultats de la méthode de convergence-confinement

λ	$\frac{R}{R_p}$	$\frac{R_p}{R}$	σ_R	u_R
0,60	0,95	1,04	0,45	2,42
0,65	0,91	1,097	0,39	2,82
0,70	0,86	1,15	0,34	3,07
0,75	0,82	1,22	0,28	3,90
0,8	0,77	1,30	0,22	4,80
0,85	0,71	1,40	0,168	6,30
0,90	0,66	1,51	0,112	8.33
0,95	0,60	1,66	0,056	11,79

❖ **Les courbes de confinement pour les différents soutènements**

Calcul du déplacement à la mise du soutènement par la méthode de similitude (formule de Panet)

$$\xi = \frac{u_{\infty el}}{u_{\infty pl}} = \frac{4,1}{17,52} = 0,23$$

$$u_{S0} = \frac{1}{\xi} [\alpha_0 + (1 - \alpha_0)\alpha_d] \frac{\sigma_0 R}{2G} \quad (4.6)$$

$$\alpha_0 = 0,25 \text{ et } m = 0,75$$

α_d : fonction de forme

$$\alpha_d = 1 - \left[\frac{m \cdot R}{m \cdot R + \xi \cdot d} \right]^2 \quad (4.7)$$

$$N = \frac{2\sigma_0}{\sigma_c} = \frac{2 \cdot 1120}{502,3} = 4,45 < 5 \text{ Donc on applique principe de similitude (formulation de Panet)}$$

$$\alpha_d = 1 - \left[\frac{0,75 \cdot 5,7}{0,75 \cdot 5,7 + 0,23 \cdot 1,5} \right]^2 = 0,14$$

$$u_{S0} = \frac{1}{0,23} [0,25 + (1 - 0,25)0,14] \frac{1,120 \cdot 5,7}{2.76,92}$$

$$u_{S0} = 0,0605 \text{ m} = 6,05 \text{ cm}$$

Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique.

❖ Calcul des rigidités et des pressions des Soutènements

Tableau.4.14 Paramètres de résistance des éléments de soutènement

Caractéristiques des soutènements									
Béton projeté			cintre coulissant TH 36/58			boulon d'ancrage			
E[Mpa]	e[m]	v	E[Mpa]	A[cm ²]	e[m]	E[Mpa]	e _t [m]	e _i [m]	Q[m/MN]
20000	0,20	0.2	210000	46	1	200000	1	1	0.230

❖ Rigidité normale d'une Coque cylindrique en béton projeté

On a $R > 10 * e \Rightarrow$ on applique les équations du tube épais

$$K^{\text{béton}} = \frac{E(R^2 - R_i^2)}{(1+v)[(1-2v)R^2 - R_i^2]} \quad (4.8)$$

Avec R_i : rayon de l'intrados $R_i = R - e$

$$R_i = 5,7 - 0,20 = 5,5m$$

$$K^{\text{béton}} = \frac{20000(5,7^2 - 5,5^2)}{(1 + 0,2)[(1 - 2 \cdot 0,2)5,7^2 + 5,5^2]} = \mathbf{835,15MPa}$$

❖ Calcul de la pression admissible dans le soutènement $P_s^{\text{béton}}$

$$P_s^{\text{béton}} = 0,5 \cdot \sigma_a \left(1 - \frac{R_i^2}{R^2}\right) \quad (4.9)$$

avec la contrainte admissible du béton : $\sigma_a = f_{c28} * F_{sb}$

$$f_{c28} = 25Mpa \quad \text{et} \quad F_{sb} = \frac{0,85}{1,5} = 0,5667$$

$$\sigma_a = f_{c28} * F_{sb} = \frac{0,85}{1,5} \cdot 25 = 14,16Mpa$$

$$P_s^{\text{béton}} = 0,5 \cdot 14,16 \cdot \left(1 - \frac{5,5^2}{5,7^2}\right) = \mathbf{0,4881Mpa}$$

❖ Calcul de la rigidité des cintres coulissants

$$K^{\text{cintres}} = \frac{E_a \cdot A}{e \cdot R} \quad (4.10)$$

$$K^{\text{cintres}} = \frac{210000 \cdot 46 \cdot 10^{-4}}{1,5 \cdot 7} = \mathbf{161,40Mpa}$$

Calcul des pressions admissibles dans le cintre

La nuance d'acier F_e E350 $\gamma_s = 1,15$

$$\sigma_a = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{350}{1,15} = 304,34Mpa$$

$$P_s^{\text{cintre}} = \frac{304,34 \cdot 46 \cdot 10^{-4}}{1,5 \cdot 7} = \mathbf{0,245 Mpa}$$

❖ **Calcul de la rigidité des Boulons d'ancrages**

$$\frac{1}{K^{\text{boulons}}} = \frac{e_t e_l}{R} \left[\frac{4L}{\pi d^2 E_a} + Q \right] \quad (4.11)$$

$Q = 0.126 \text{ m/MNd}$ après l'estimation de Hoek Brown

e_l et e_t : Espacement des boulons dans les directions transversale et longitudinale du tunnel = 1m

$$d = 22\text{mm } F_e E150$$

$$\frac{1}{K^{\text{boulons}}} = \frac{1.1}{5,7} \left[\frac{24}{\pi \cdot 22^2 \cdot 200000} + 0.126 \right] = 45.23\text{MN/m}^2$$

$$K^{\text{boulons}} = 45,23\text{MPa}$$

$$P_S^{\text{boulons}} = \frac{T_b}{e_t e_l}$$

$$T_b = F_{sb} \cdot T_{br} \quad (4.12)$$

$F_{sb} = 0.75$ à court terme et $F_{sb} = 0.60$ à long terme

$F_{sb} = 0.75$ à court terme $F_{sb} = 0.60$ à long terme

$$T_{br} = \sigma_{yb} \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 150 \cdot \pi \cdot \frac{0,022^2}{4} = 0,0569 \text{ MN}$$

σ_{yb} : limite d'élasticité d'acier

$$T_b = 0,0426\text{MN}$$

$$P_S^{\text{boulons}} = \frac{0,0426}{1.1} = 0,0426\text{MPa}$$

$$P_s = \min(P_{smax}, (u_R - u_{s0}) * K_s / R; \text{ pour } \lambda > \lambda_\delta) \quad (4.13)$$

K_s : Raideur de l'ensemble des soutènements/revêtements

P_{smax} : Pression maximale admissible de l'ensemble des soutènements/revêtements

$$P_{smax} = P_s^{\text{béton}} = 0,488\text{MPa}$$

$$K_s = K^{\text{béton}} + K^{\text{cintre}} + K^{\text{boulons}} = 1041,78 \text{ MPa}$$

$$u_\infty = \lambda_e \frac{\sigma^0 R}{2G} (N \lambda_e) \frac{2}{K_p - 1} = 0.07498 \text{ m}$$

$$[(U_\infty - U_{s0}) * k_n / R] = [(7.49 - 6.05) * 1041.78 / 5.7] = 263.18 \text{ MPa}$$

$$P_s = \min(0,488, 263,18) = 0,488 \text{ MPa}$$

❖ **La courbe convergence-confinement**

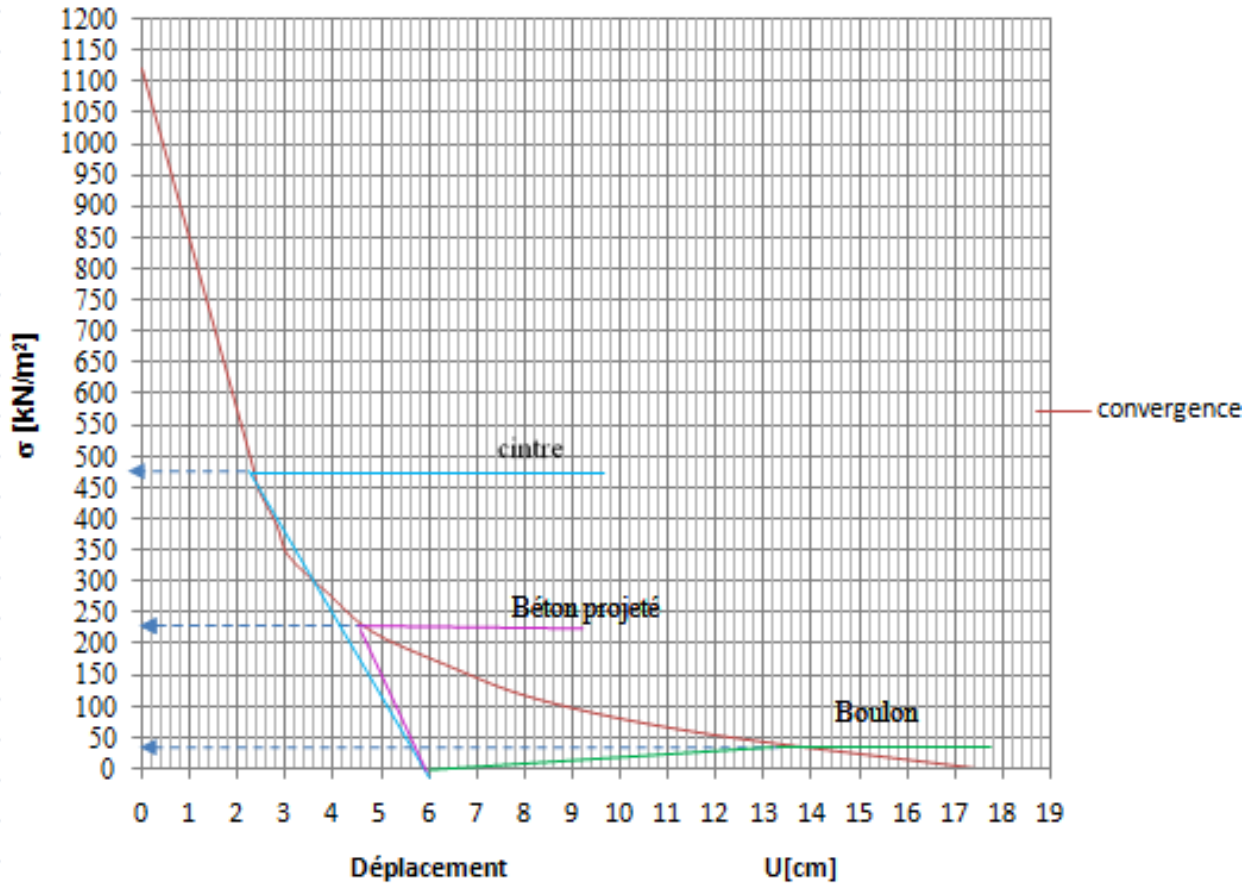


Figure.4.2 Courbe convergence synthèse

4.6 La méthode de convergence-confinement par la nouvelle méthode implicite de Bernaud-Rousset

Tableau.4.15 Paramètres du profil du sol unité 09

Caractéristique du profil du sol unité 09					
R [m]	H[m]	ν	E[MPa]	C[KPa]	φ [°]
5.7	140	0.3	700	300	35°

❖ Courbe convergence confinement (soutènement : béton projeté)

Tableau.4.16 Paramètres de calcul relatifs au massif

Données relatives au massif	
R : rayon de l'excavation (m)	5.7
h : profondeur de la galerie (m)	140
E : module de Young du massif (MPa)	700
ν :Coefficient de Poisson(–)	0.3
γ :Poids volumique du massif (kN/m^3)	20
C : cohésion (MPa)	0.3
φ :Angle de frottement (°)	35

Tableau.4.17 Paramètres de calcul relatifs au béton

Données relatives au béton	
E , Module de Young du béton (MPa)	10000
ν : Coefficient de Poisson du béton (-)	0.20
e : épaisseur du béton (mm)	200
σ : Contrainte limite admissible du béton (MPa)	35
λ : taux de confinement atteint au moment de la mise en place du soutènement	0.59

Tableau.4.18 Récapitulatif des résultats

Résultats			
Apparition de la plasticité		Déplacement final	
λ_a	0.66	$u_{fr\acute{e}el}$ (mm)	56.65
P_a (MPa)	0.95	$u_{f\acute{e}last}$ (mm)	30.70
u_a (mm)	20.30	R_{pf} (m), rayon plastique	8.80

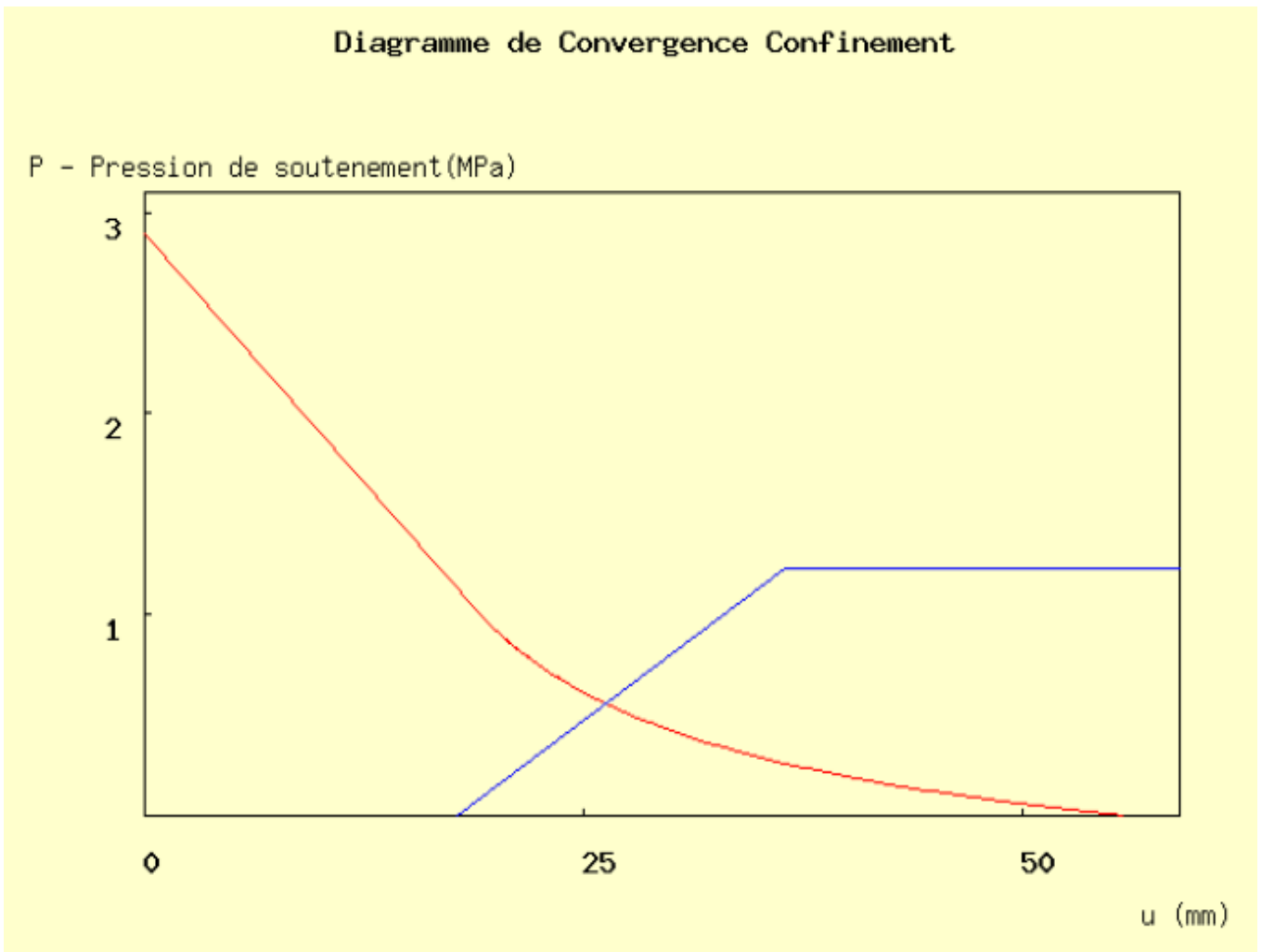
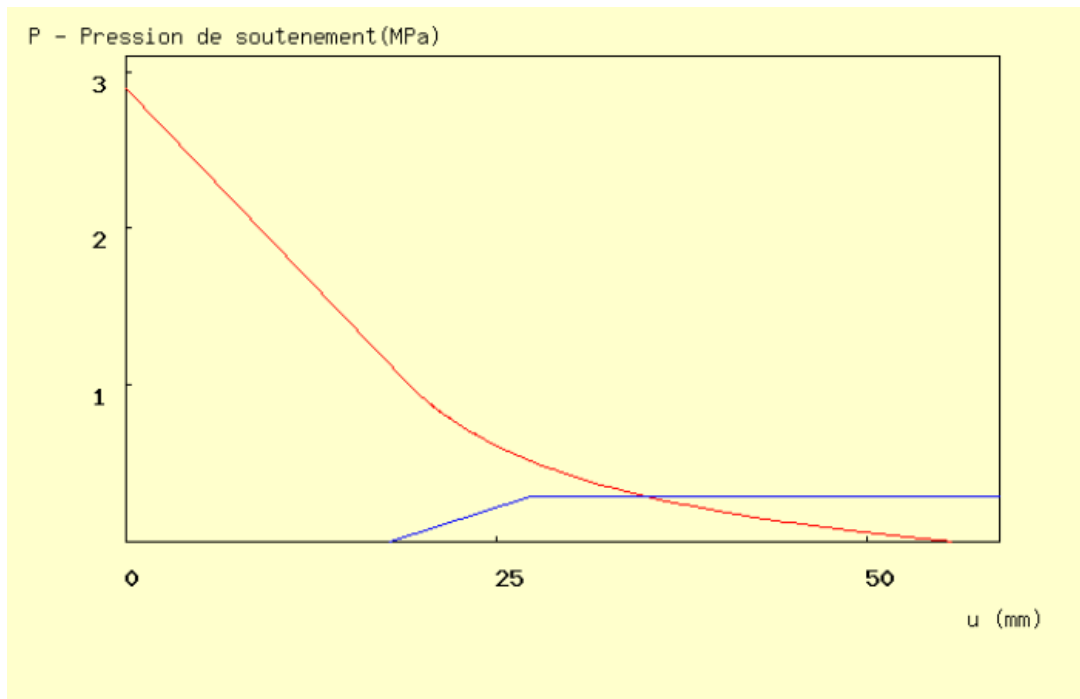


Figure.4.3 Diagramme convergence-confinement pour soutènement béton projeté

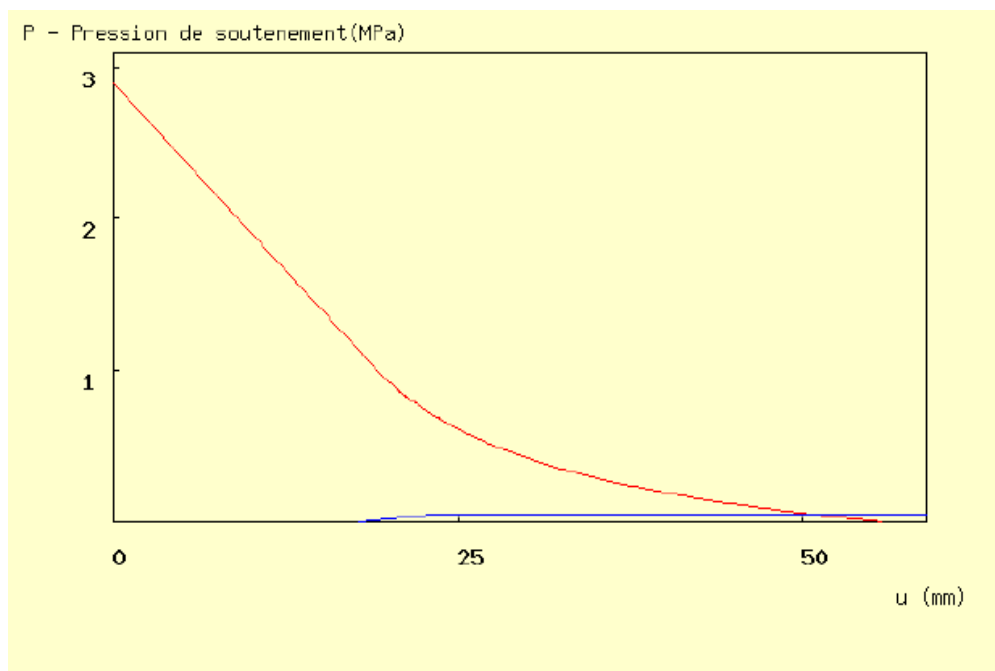
❖ Courbe convergence confinement (soutènement : cintre calés à la paroi)



Courbe bleue : courbe de confinement
Courbe rouge : courbe de convergence

Figure.4.4 Diagramme convergence-confinement pour cintres calés à la paroi

❖ Courbe convergence confinement (soutènement : boulons à ancrage ponctuel)



Courbe bleue : courbe de confinement Courbe rouge : courbe de convergence

Figure.4.5 Diagramme convergence-confinement pour boulons à ancrage ponctuel

4.7 Calcul des tassements

$$S_{max} = k * \lambda * \frac{\gamma R^2}{E} \quad (4.14)$$

$$0,1 < (R/H) < 0,25$$

$$\frac{R}{H} = 0,11 \Rightarrow k = 3$$

$$S_{max} = k * \lambda * \frac{\gamma R^2}{E} = 3,0,59 \frac{19,3.5,7^2}{200.10^3} = 0,0031m = \mathbf{3.1mm}$$

$$a = 0,2 \text{ et } b = 0,8$$

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \frac{\frac{R}{H}}{a + b \frac{R}{H}} = \frac{\frac{5,7}{62}}{0,2 + 0,8 \frac{5,7}{62}} = 0,34$$

$$S_{clé} = \frac{S_{max}}{0,34} = 0,0091m \Rightarrow S_{clé} = \mathbf{9,1mm}$$

$$V_s = 2,5 * S_{max} * i \quad (4.15)$$

pour l'argile : $i = 0,5 * H = 0,5 * 62 = 31m$

$$V_s = 2,5 * 0,0031 * 31 = 2,24 m$$

$$\frac{V_s}{V_t} = 2 \sqrt{\frac{2}{\pi}} \left(\frac{i}{D} \right) \left(\frac{S_{max}}{S_{clé}} \right) \text{ avec } D = 11,4$$

$$\frac{V_s}{V_t} = 2 \sqrt{\frac{2}{\pi}} \left(\frac{31}{11,4} \right) \left(\frac{0,0031}{0,0091} \right) = 1,47 > 1 \text{ alors } \mathbf{le \textit{sol est contractant.}}$$

4.8 Conclusion

Pour prédimensionner le tunnel DJEBEL EL-KANTOUR on a utilisé des méthodes empiriques et analytiques dont leurs principes d'application sont expliqués dans le chapitre.2. Dans le cadre de cette étude chacune des formations rocheuses a été classée pour en déduire la méthode de soutènement la plus convenable. Selon les classes des différentes unités, le soutènement par cintres métalliques s'avère le plus approprié. Ceci étant avec l'application de béton projeté et boulons d'ancrage.

CHAPITRE V

MODELISATION DU CREUSEMENT DU TUNNEL TRAVERSANT DJEBEL EL KANTOUR PAR LA MEF

5.1 Introduction

Ce chapitre a pour objet de modéliser les différentes phases principales de réalisation du tunnel de type NATM de DJEBEL EL-KANTOUR moyennant le code éléments finis (EF) PLAXIS+2D. Après chaque phase le tunnel est soutenu au moyen de soutènement ou de béton projeté. Le revêtement final peut être appliqué après en fonction des impératives du chantier. La génération de la pression interstitielle ainsi que l'évacuation de l'eau qui persiste à l'emprise du tunnel sont prises en compte dans cette modélisation. Une déformation de contraction de 2% est imposée aux parois du revêtement du tunnel pour prédire la réponse de l'ouvrage à court et à long terme. Les principaux résultats de cette modélisation sont les déplacements, les déformations et les efforts internes du massif et du tunnel.

5.2 Présentation du code de calcul PLAXIS

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (TUD) en 1987. Dans les années suivantes, ce code initialement réalisé pour analyser les digues en argiles molles, a vu un champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastique en 2D ou 3D en déformations plane ou axisymétrique. Son but initial est de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En 1998, la première version de PLAXIS pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée.

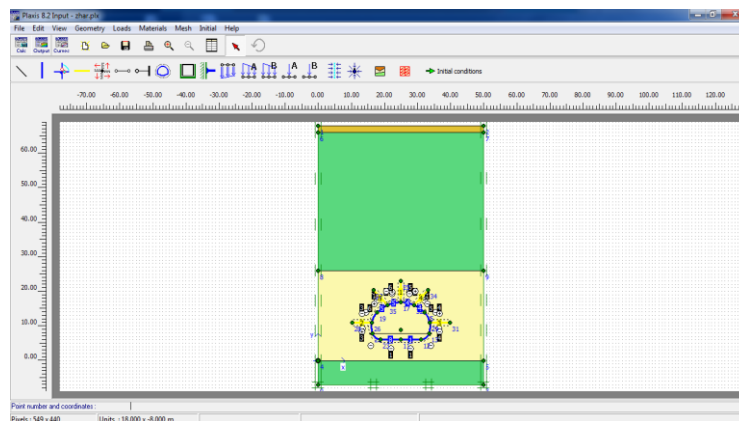


Figure.5.1 Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS

5.3 les modèles de comportements utilisés par PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement elasto-viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demandent, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes éléments finis, bi ou tridimensionnels. Dans la présente étude on s'intéresse qu'aux modèles : élastique et EPP de Mohr-Coulomb.

5.3.1 Le modèle élastique

C'est celui d'un ressort lorsqu'on supprime la force Q , la déformation revient en arrière, on dit qu'il y a élasticité. Si la courbe de décharge coïncide avec la courbe de charge (Fig.5.2) et ceci quel que soit la vitesse de déformation, l'élasticité est dite parfaite. Cependant, rigoureusement le comportement idéal ne se rencontre jamais. La Figure.5.2b, montre un comportement réel : il y a élasticité mais imparfaite

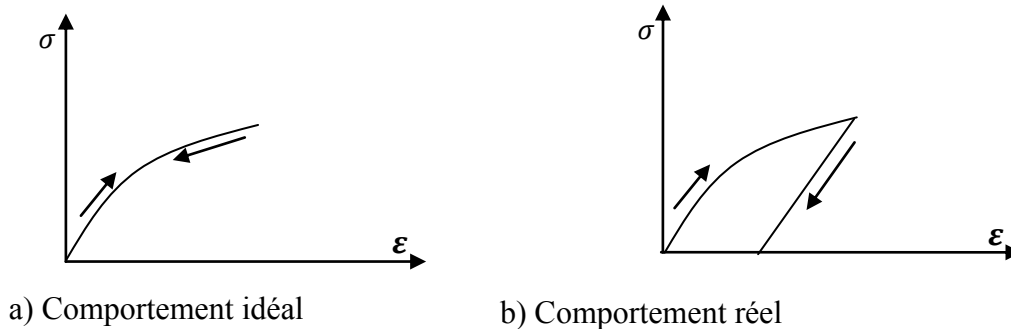


Figure.5.2 Courbe de comportement élastique

5.3.2 Le modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique (EPP) sans écoulement, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les paramètres nécessaires pour ce modèle sont :

- ❖ le module de Young E .
- ❖ le coefficient de Poisson ν .
- ❖ la cohésion c .
- ❖ L'angle de frottement φ .
- ❖ l'angle de dilatance ψ .

Qui sont des paramètres classiques de la géotechnique, fournis par des essais de laboratoire.

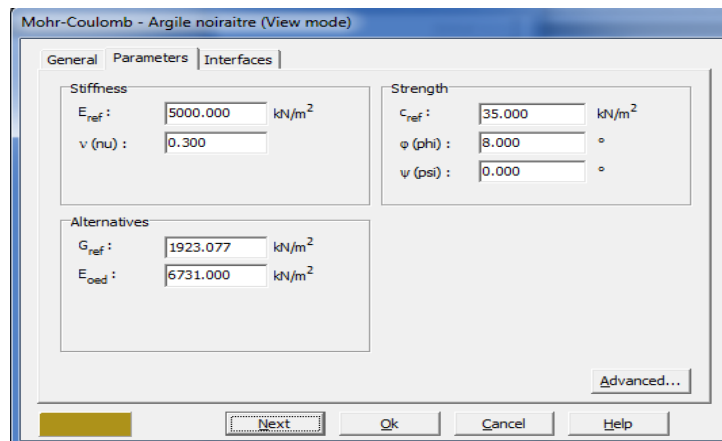


Figure.5.3 Fenêtre des paramètres du modèle Mohr Coulomb

5.4 Etablissement du modèle numérique du tunnel T4/RN03

5.4.1 Définition du modèle géométrique

Le but de cette étude est d'établir un modèle numérique de référence relatif au tunnel traversant DJEBELEL-KANTOUR. Le modèle géométrique représentant la section transversale S4 est défini par 23 points, le modèle a une hauteur de 75 m et une largeur de 50 m (Fig.5.4). La lithologie du massif est représentée par le sondage S4-LT-32 de 75 m de profondeur, se situé sur le tracé du tunnel et sur le versant sud du versant de DJEBEL EL-

KANTOUR. Les résultats du sondage LT-32 mis en évidence, la présence de la série stratigraphique suivante :

- ❖ de 0 à 2 m : terrain de recouvrement argileux noirâtre, riche en matières organiques ;
- ❖ de 2 à 42 m : marne argileuse compacte schisteuse.
- ❖ de 42 à 68 m : argile marneuse fracturée intercalation de bande de grès.
- ❖ de 68 à 75 m (fin du sondage) : marne argileuse compacte schisteuse.

Le tunnel NATM DJEBEL EL KANTOUR est composé de trois sections : une ligne et deux arcs. Le détail des dimensions géométriques du tunnel sont indiquée au Tableau.5.1.

Tableau.5.1 Données géométriques du tunnel DJEBEL EL KANTOUR

Section	Type	Paramètres géométriques					
		Longueur [m]	Rayon [m]	X	Y	Angle [°]	Epaisseur [m]
I	Ligne	6.10	-	00	-0.77	-	1.12
II	Arc	-	6.10	1.98	1.21	63.815	1.12
III	Arc	-	8.93	00	-0.77	45.00	1.12

L'excavation du tunnel est faite en deux phases successives : le toit, la partie intermédiaire entre le toit et le radier.

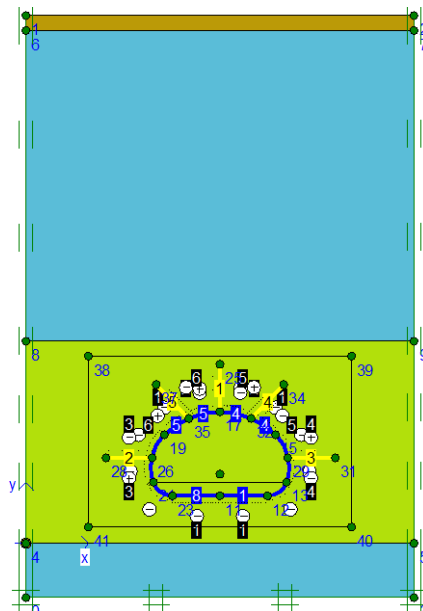


Figure.5.4 Modèle numérique de référence

5.4.2 Propriétés des matériaux

Il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, etc.), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être introduites, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainé, non drainé ou non poreux). Une fois les propriétés des différents matériaux définies on peut générer le maillage. Les caractéristiques moyennes physiques et mécaniques des différentes couches du modèle, relatives au sondage LT-32 sont regroupées dans le Tableau.5.2. Comme les modèles élastique et de Mohr-coulomb sont utilisés dans cette modélisation, les modules de cisaillement ainsi œdométrique sont déduits directement par le programme selon les expressions suivantes :

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

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \tag{2}$$

Tableau.5.2 Propriétés des couches de sols

Paramètres	Nom	Argile noirâtre	Marne argileuse	Argile marneuse	Unité
Modèle type	Model	M-C	M-C	M-C	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_d	16.5	20	21.0	kN/m^3
Poids volumique humide	γ_{sat}	19.4	22.0	23.0	kN/m^3
Module d'Young	E	5000	300000	700000	kN/m^2
Coefficient de Poisson	N	0.30	0.30	0.30	-
Cohésion	C_u	35	90	200	kN/m^3
Angle de frottement	φ_u	8	20	35	[°]
Angle de dilatation	ψ	-	-	-	[°]

La modélisation de la structure du tunnel (béton projeté +cintres) s’est faite par l’élément *Plate* de cinq (05) nœuds. Etant donné qu’il y a deux éléments (cintres et béton projeté), il est approprié d’utiliser les rigidités flexionnelle EI_{eq} et normale EA_{eq} équivalentes. Le comportement des éléments de structure est supposé élastique linéaire. A partir des rigidités décrites ci-dessus l’épaisseur équivalente des éléments structurants est donnée par l’équation (6.3).

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{12EI}{EA}} \tag{3}$$

5.4.3 Caractéristiques du soutènement provisoire (cintres+ béton projeté)

Seuls la couche du béton projeté et les cintres métalliques de type HEB200 sont considérés dans cette analyse de stabilité. Le détail de réalisation du soutènement provisoire de la section S4 du tunnel TN4-RN03 est illustré par la Figure.5.5.

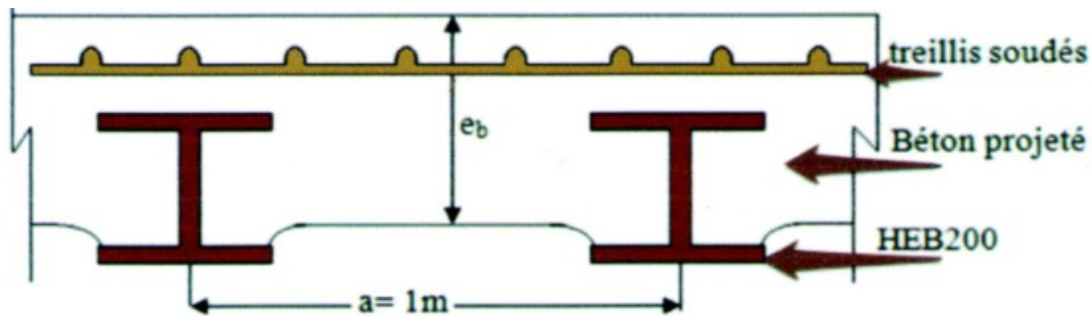


Figure.5.5 Soutènement provisoire.

Les principaux paramètres de modélisation des éléments de soutènement provisoire de tunnel sont indiqués au Tableaux.5.3&5.4, ci-dessous:

Tableau.5.3 Caractéristiques du béton projeté non fissuré

Béton projeté					
e_b [m]	f_{c28} [MPa]	w_b [m ³]	E_b [MPa]	I_b [m ⁴]	ϑ
0.3	25	0.015	12866	$2.25 \cdot 10^{-3}$	0.2

Pour les charges de longue durée d’application, le module de déformation du béton E_b indiqué au Tableau.5.3 ci-dessus est exprimé par l’équation (4) :

$$E_b = 4000 * 1.1f_{c28}^{1/3} \quad (4)$$

w_b : Module élastique de la section rectangulaire du béton projeté de hauteur $e_b = 0.3m$

$$W_b = \frac{I_b}{e_b/2} = \frac{2.25*10^{-3}}{0.15} = 0.015m^3 \quad (6.5)$$

Tableau.5.4 Caractéristiques du cintre (profilé HEB200)

Cintre métallique HEB200			
$A_c [m^2]$	$w_c [m^3]$	$E_c [MPa]$	$I_c [m^4]$
78.1E - 04	570E - 06	2.1E + 05	5696 E - 08

❖ Les caractéristiques des boulons d'ancrage

Le Tableau.5.5, résume les caractéristiques des boulons d'ancrage de section circulaire utilisées dans cette modélisation

Tableau.5.5 Caractéristiques des boulons d'ancrage

Boulon d'ancrage HA32			
$L_{boul} [m]$	$D_{boul} [mm]$	$A_{boul} [mm^2]$	$E_{boul} [MPa]$
6	32	804.24	2.1 E + 05

Pour le soutènement provisoire, le calcul des rigidités flexionnelle et normale équivalente sont données par les équations sous-indiquées :

$$EA_{eq} = E_b A_b + \left(\frac{E_{cin}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{A_{cin}}{d} \quad (4)$$

$$EA_{eq} = 12866 * (1 * 0.3) + \left(\frac{2.1 * 10^5}{12866} - 1 \right) * 12866 * \frac{78.1 * 10^{-4}}{0.3} = 8991.855 \text{ kN/m}$$

$$EI_{eq} = E_b I_b + \left(\frac{E_{cin}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{I_{cin}}{d} \quad (5)$$

$$EI_{eq} = 12866 * 2.25 * 10^{-3} + \left(\frac{2.1 * 10^5}{12866} - 1 \right) * 12866 * \frac{5696 * 10^{-8}}{0.3} = 66.38 \text{ kN.m}^2/\text{m}$$

Tableau.5.6 Récapitulation des paramètres mécaniques de modélisation

Identification	Modèle	EA [kN/m]	EI [kN.m ² /m]	W [kN/m/m]	d [m]	ν [-]
Soutènement provisoire	Elastique	8991.855	66.38	8.33	0.298	0.20
Boulons d'ancrages	Elastique	1.6889E04	-	-	-	-
Radier	Elastique	12866	1072.166	25	1.00	0.2

5.4.4 Conditions aux limites

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

- ❖ les lignes géométriques verticales pour lesquelles l'abscisse x est égale à la plus petite et à la plus grande des abscisses x du modèle, sont bloquées horizontalement ($u_x = 0$) ;
- ❖ les lignes géométriques pour lesquelles l'ordonnée y est égale à la plus petite ordonnée y du modèle sont entièrement bloquées ($u_x = u_y = 0$).

La Figure.5.4 ci-dessus, définit les conditions aux limites spécifiques adoptées à notre modèle. Il est tout à fait clair que le modèle en question avec ces conditions aux limites, peut être considéré comme un milieu semi-infini, dans lequel tout déplacement horizontal des bords verticaux du modèle est empêché.

5.4.5 Génération du maillage

Le maillage est généré automatiquement par PLAXIS. L'opérateur peut paramétrer le raffinement du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'utilisateur peut également décider de discrétiser plus finement une certaine région du sol ou le voisinage d'un élément grâce aux options (*refine*) dans le (*Mesh menu*). Dans notre cas un raffinement du maillage autour du tunnel est réalisé en vue d'avoir plus de précision des résultats de calculs. Le modèle de référence est réalisé par des éléments triangulaires à 15 nœuds, il est constitué de 1106 éléments, 9340 nœuds et de 13272 points de contraintes. (Fig.5.6). Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos. À cause de la forte concentration des contraintes dans la zone de contact tunnel-massif, un raffinement de maillage est préconisé. L'interface entre les boulons d'ancrage et le massif est supposée rigide.

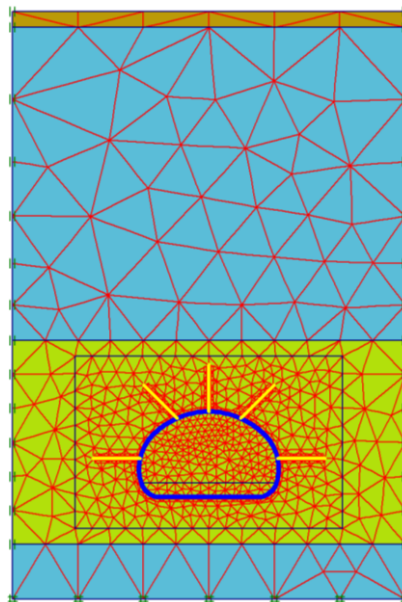


Figure.5.6 Maillage du modèle

5.5 Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contrainte initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales, l'autre pour générer des contraintes géostatiques totales et effectives initiales. Pour ce faire un « *Switch bouton* » permet d'accéder aux deux différents modules.

❖ un module hydraulique qui permet la génération de la pression interstitielle soit en mode hydrostatique ou un calcul en écoulement. la nappe phréatique est située à 35 m de profondeur à partir de la surface de terrain naturel. Il est tout à fait clair que l'exécution des travaux de réalisation du tunnel se fait en présence de l'eau. La pression interstitielle initiale est à l'ordre de 398.14 kN/m^2 (Fig.5.6).

❖ une deuxième fenêtre permet de générer les contraintes géostatiques initiales (totales et effectives) existant à l'intérieur du massif en l'absence du tunnel. A cet effet tous les éléments structuraux du tunnel doivent être désactivés, en laissant le massif se stabilise sous de l'effet de ses forces d'inertie seulement (*self weight*). Etant donné que toutes les interfaces des couches sont parallèles, la procédure K_0 (K_0 procedure) est adoptée dans notre cas pour générer les contraintes initiales. Les contraintes totales et effectives sont respectivement à l'ordre de $1.55 * 10^3 kN/m^2$ et $1.15 * 10^3 kN/m^2$ (Fig.5.7).

Les contraintes effectives sont déduites directement de l'expression 4 :

$$\sigma' = \sigma - U \tag{4}$$

Le coefficient de poussée des terres au repos K_0 est exprimé par la formule de Jaky (équation.5.5).

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \tag{5}$$

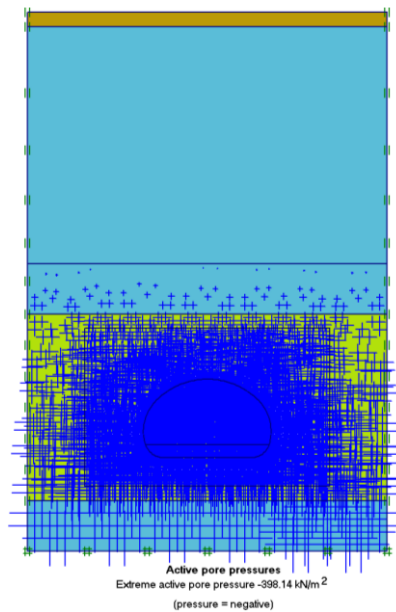
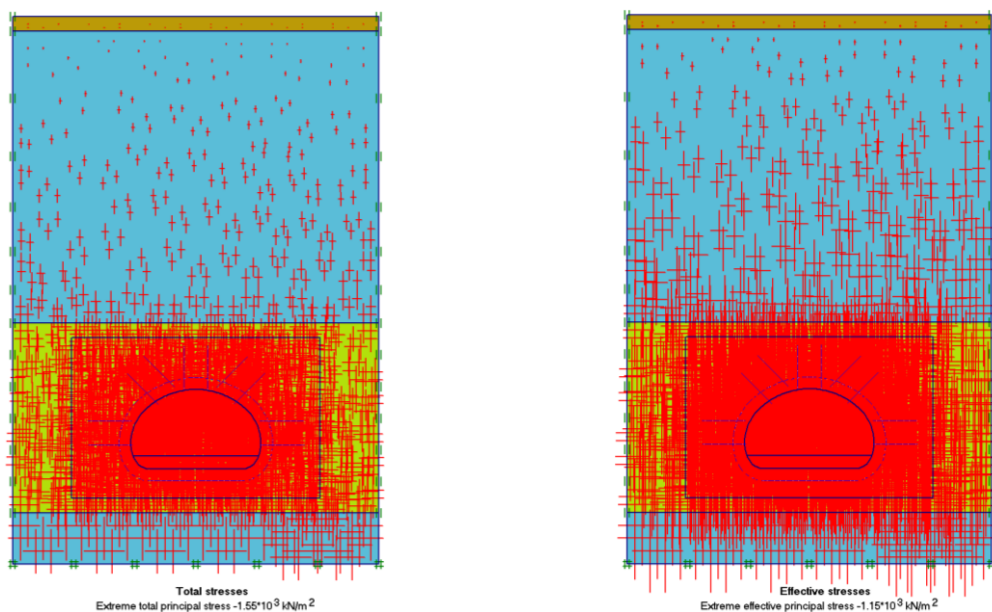


Figure.5.7 Génération des pressions interstitielles



a) Contraintes totales

b) Contraintes effectives

Figure.5.8 Génération des contraintes géostatiques initiales

5.6 Procédure de calcul

Dans le but de simuler les différentes phases de calcul, le code éléments finis PLAXIS dispose une technique dite : Construction par étapes (*Staged construction*) qui offre la possibilité de modéliser l'évolution des phases de creusement du tunnel. Les calculs ont été réalisés en six (06) phases :

Phase 01 : Réinitialisation des contraintes en remettant les déplacements à zéro

Phase 02 : Phase plastique : Excavation du sol englobé par la calotte et installation de soutènement provisoire

Phase 03 : Phase plastique : Excavation de la partie inférieure englobée par le Stross et le radier et activation des éléments structuraux (Stross& radier).

Phase 04 : Mise en place de boulons d'ancrage

Phase 05 : Evacuation de l'eau emprisonné à l'intérieur du tunnel

Phase 06 : Calcul du coefficient de sécurité (FS) par la méthode de réduction des paramètres de résistance du sol ($\varphi - C$ reduction method)

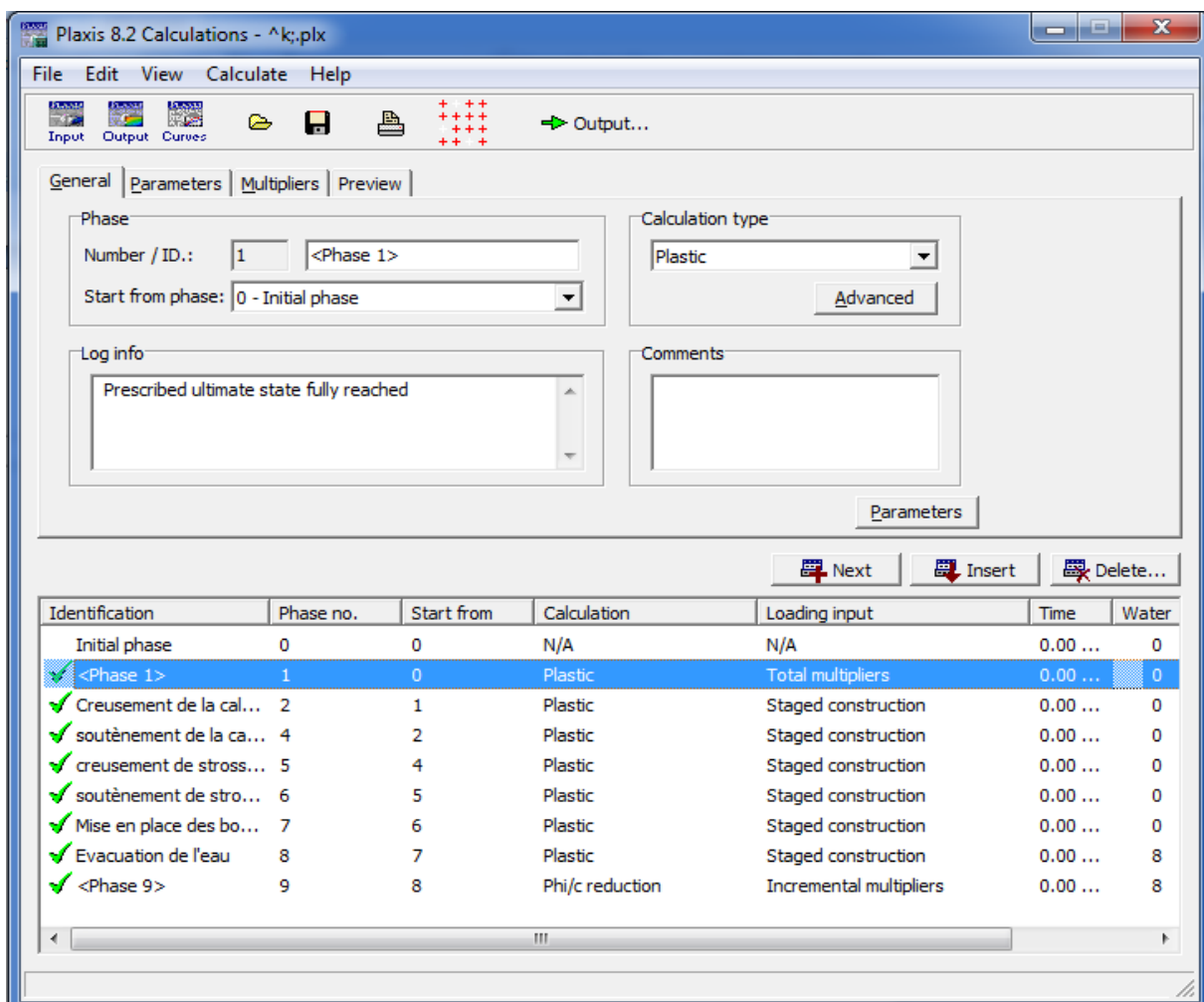


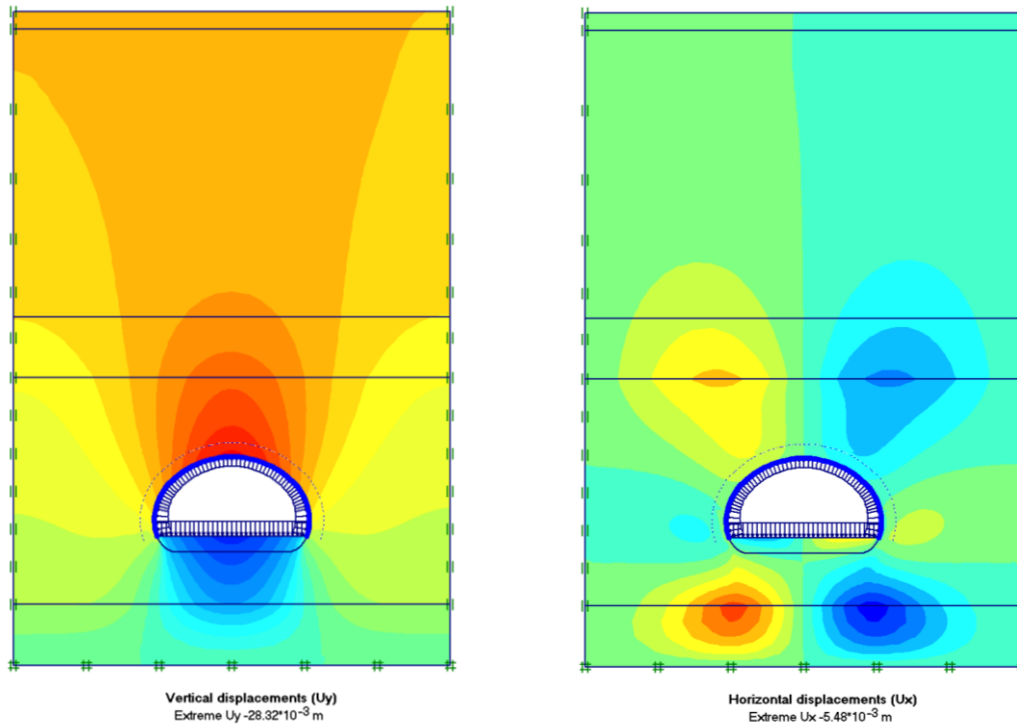
Figure.5.9 Les phases du creusement et soutènement du tunnel DJEBEL EL KANTOUR

Trois points caractéristiques (*A, B et C*) ont été choisis pour suivre les principaux résultats de la réponse du modèle, les coordonnées de ces points sont récapitulées dans le Tableau.5.7.

Tableau.5.7 Coordonnées des points caractéristiques (*monitoring points*)

Point	A	B	C
X	25	25	25
Y	66	17	6.0

5.7 Principaux résultats



- a). Tassements produits à la fin de l'excavation de la calotte
- b). Convergences produites à la fin de l'excavation de la calotte

Figure.5.10 Effet de creusement de la première partie de l'intrados sur les déplacements

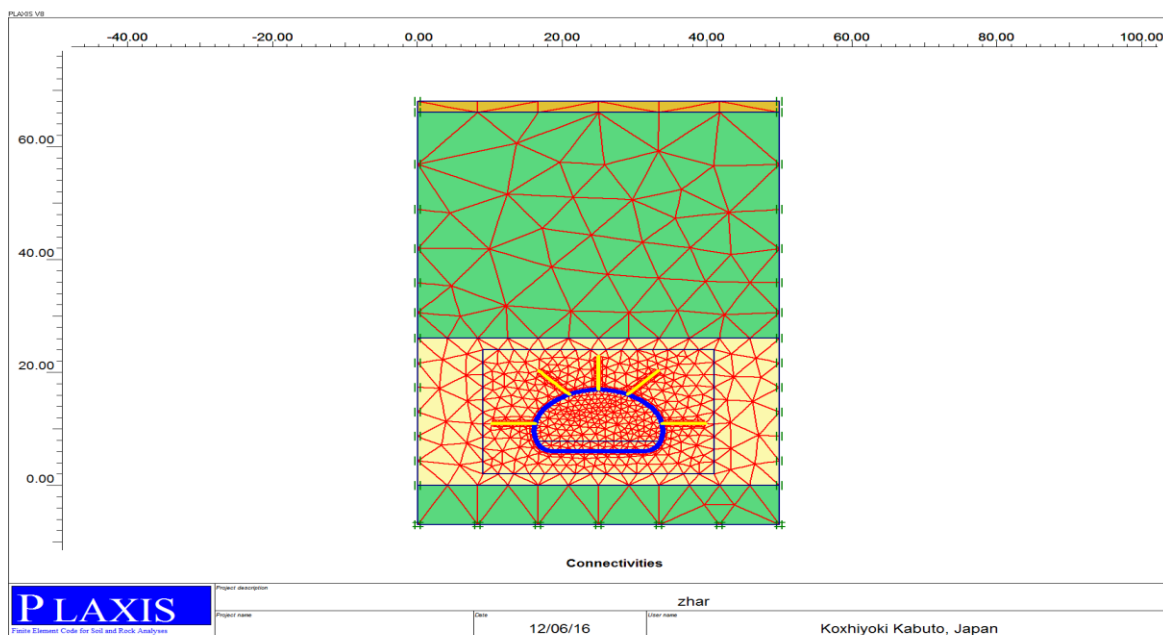


Figure 5.11 Maillage du profil du tunnel DJEBEL EL-KANTOUR
 Conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique

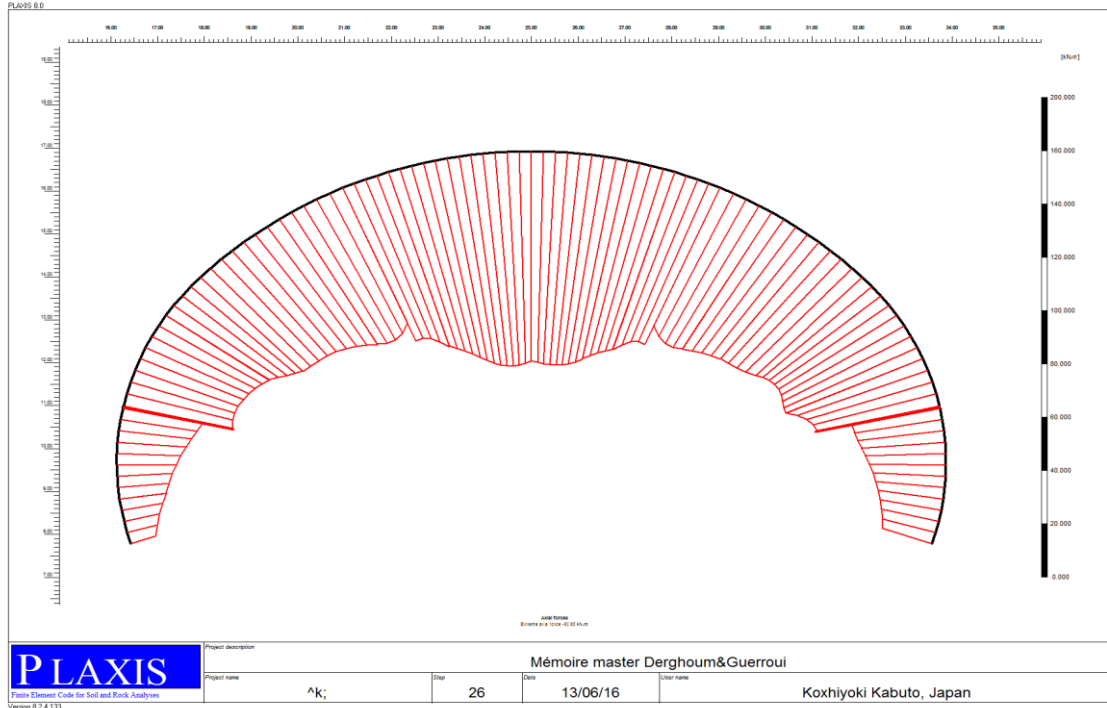


Figure.5.12 Distribution de l’effort normal dans le soutènement après excavation de la calotte ($N_{max} = 80.66 \text{ kN}$)

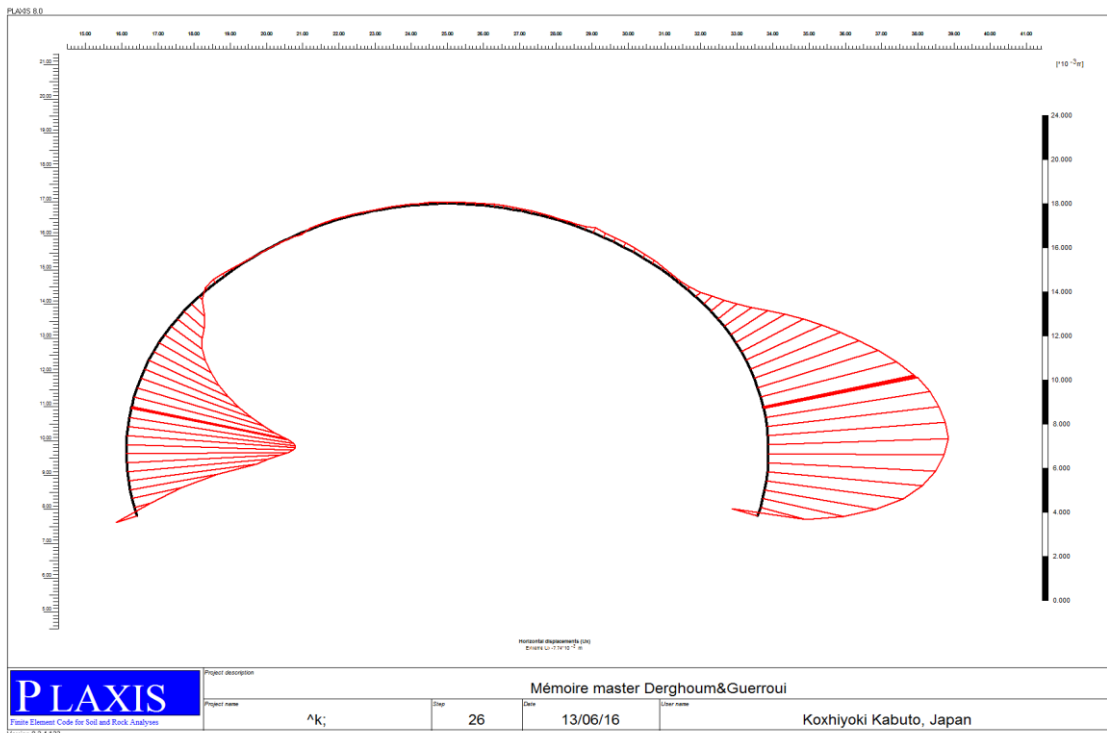


Figure.5.13 Distribution de déplacement U_x du soutènement après excavation de la calotte ($U_{x \text{ max}} = 7.74 \text{ mm}$)

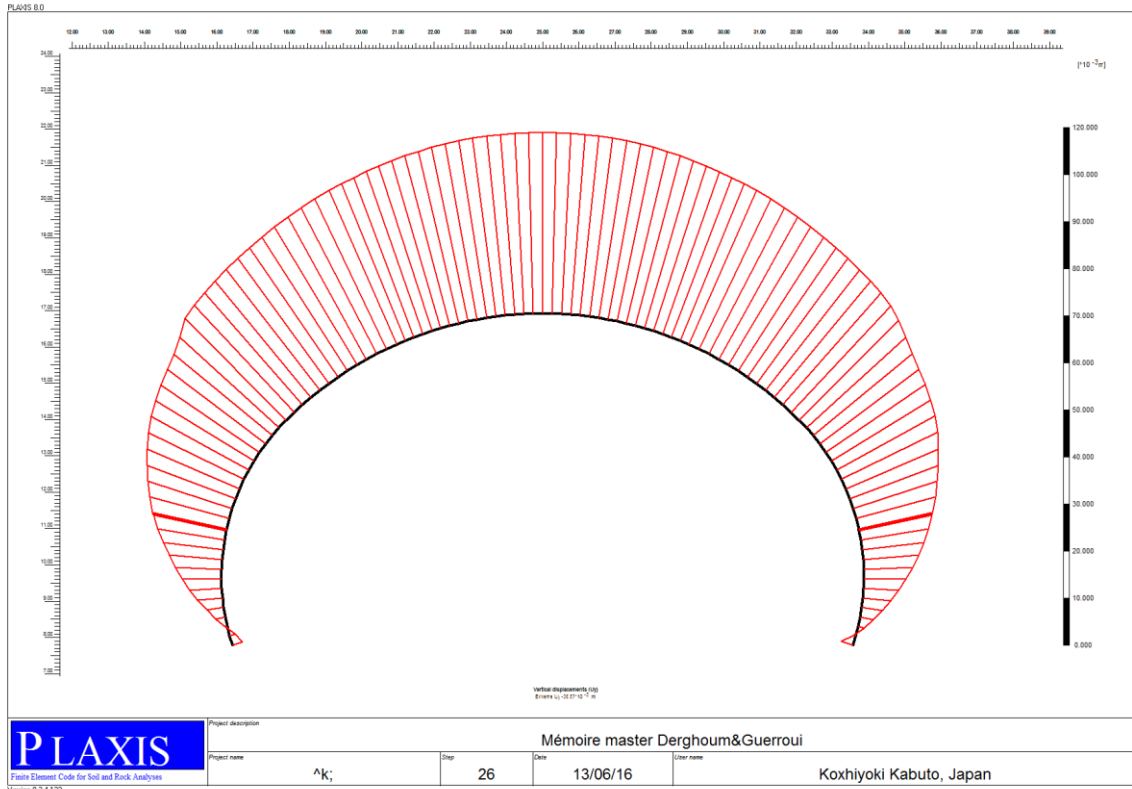


Figure.5.14 Distribution de déplacement U_y du soutènement après excavation de la calotte
 ($U_{y\ max} = 38.57\ mm$)

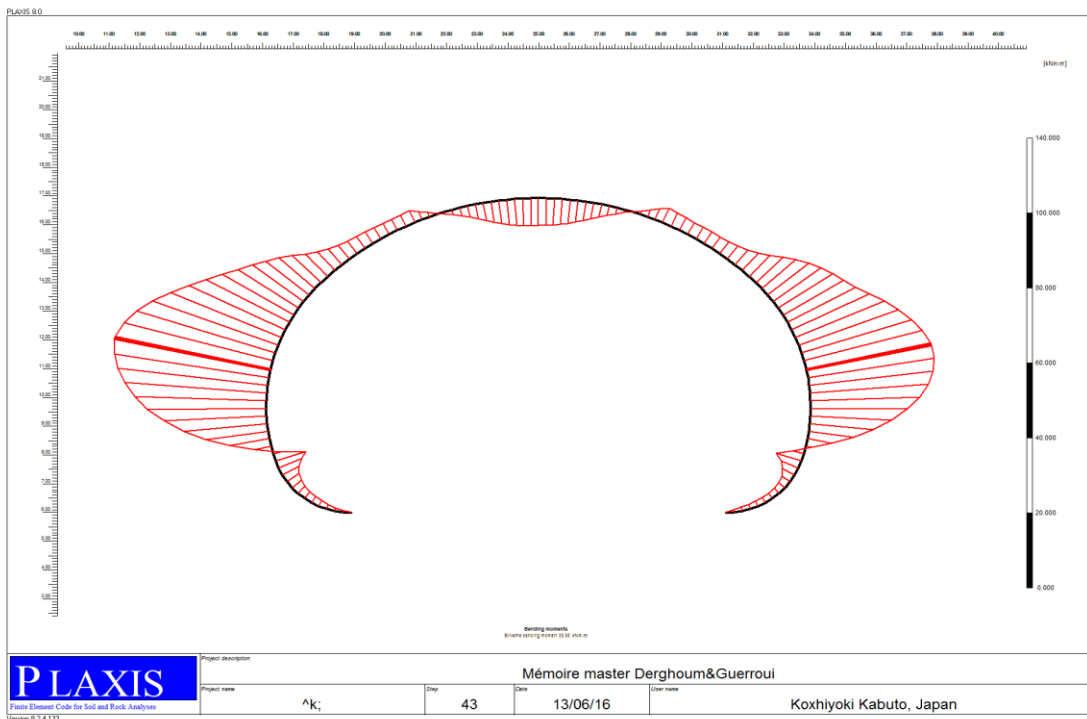


Figure.5.15 Distribution du moment fléchissant dans le soutènement après excavation du
 Stress ($M_{max} = 39.58\ kN.m$)

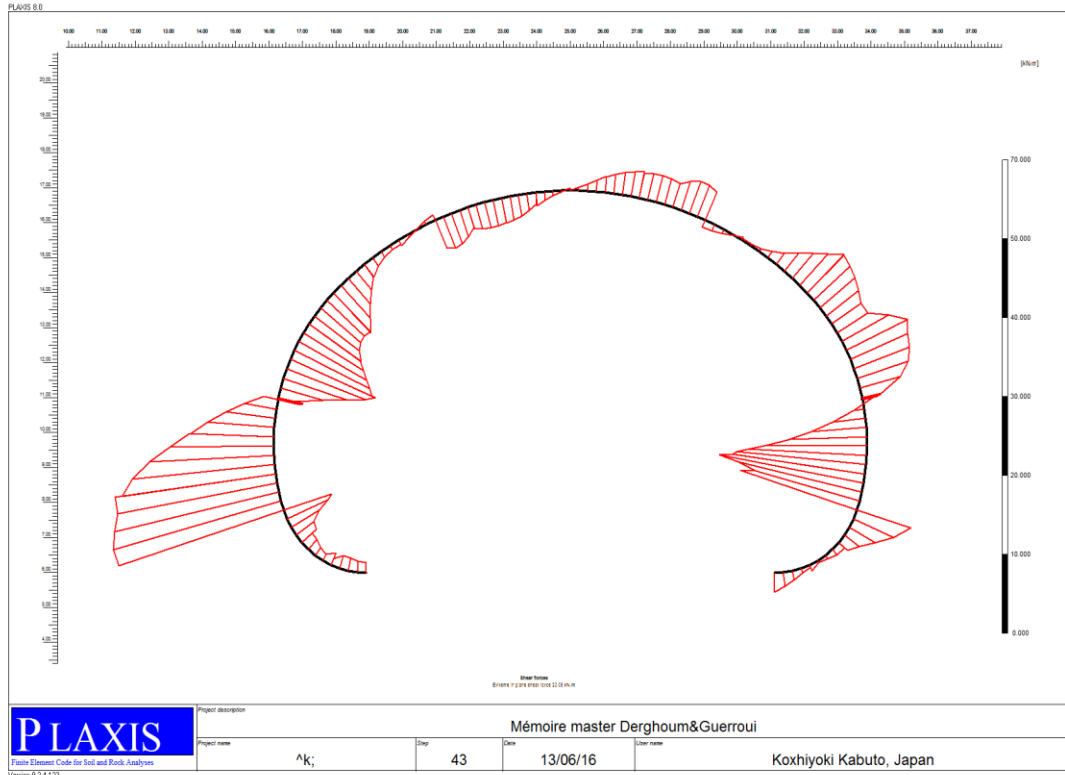


Figure.5.16 Distribution de l’effort tranchant dans le soutènement après excavation du Stross ($T_{max} = 23.08 \text{ kN}$)

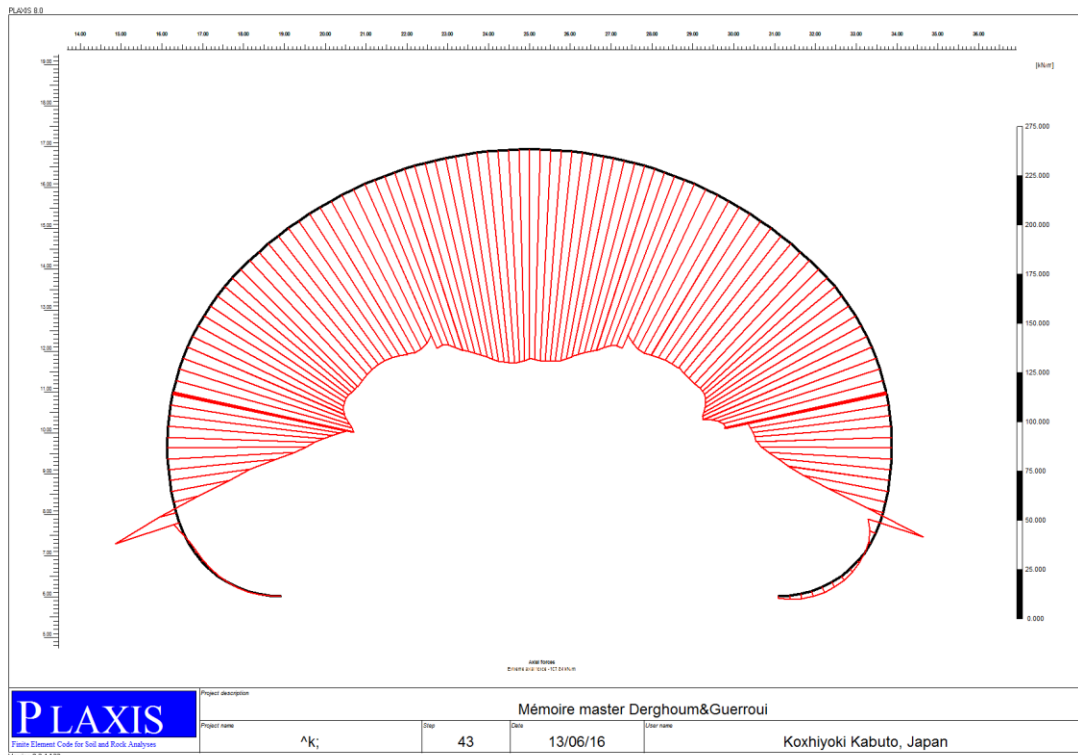


Figure.5.17 Distribution de l’effort axial dans le soutènement après excavation du Stross ($N_{max} = 107.84 \text{ kN}$)

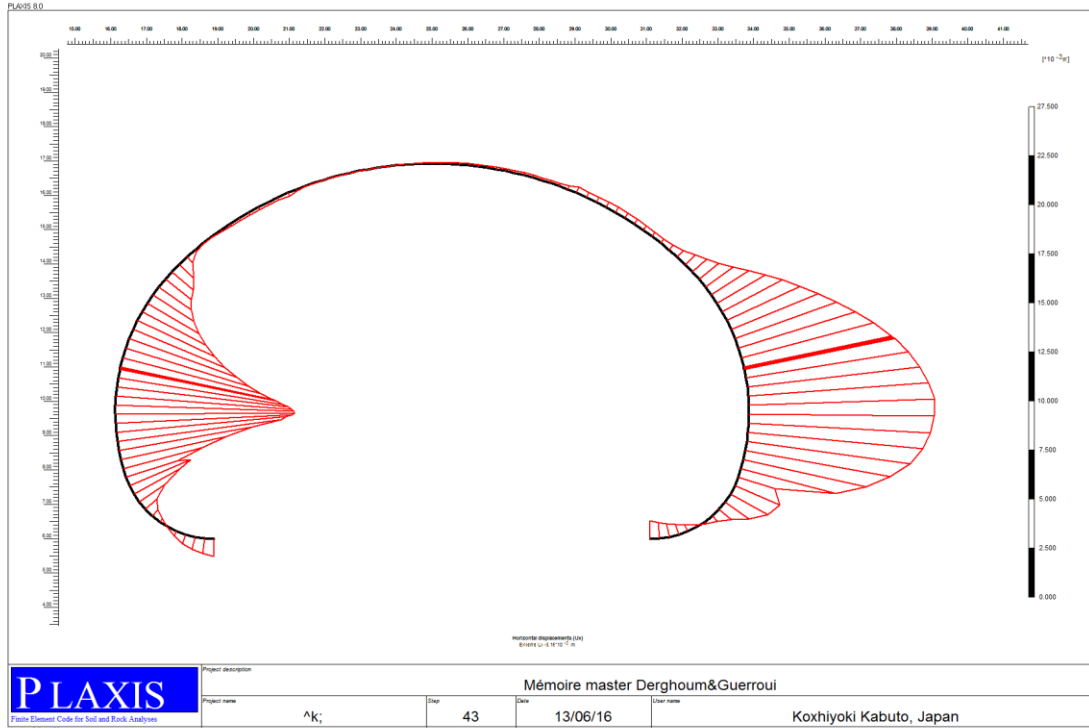


Figure.5.18 Distribution des Déplacements horizontal suivant U_x dans le soutènement après excavation du Stross ($U_x \max = 9.16 \text{ mm}$)

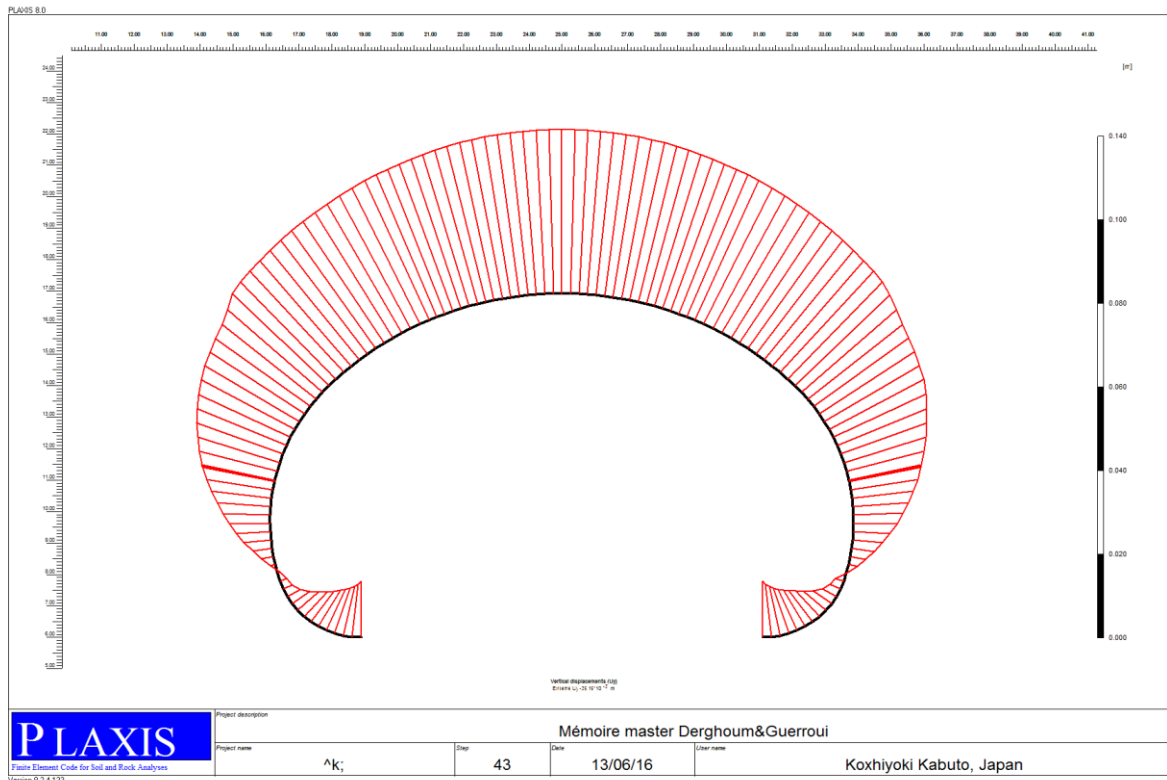


Figure.5.19 Distribution des déplacements verticaux U_y après excavation du Stross ($U_y \max = 39.19 \text{ mm}$)

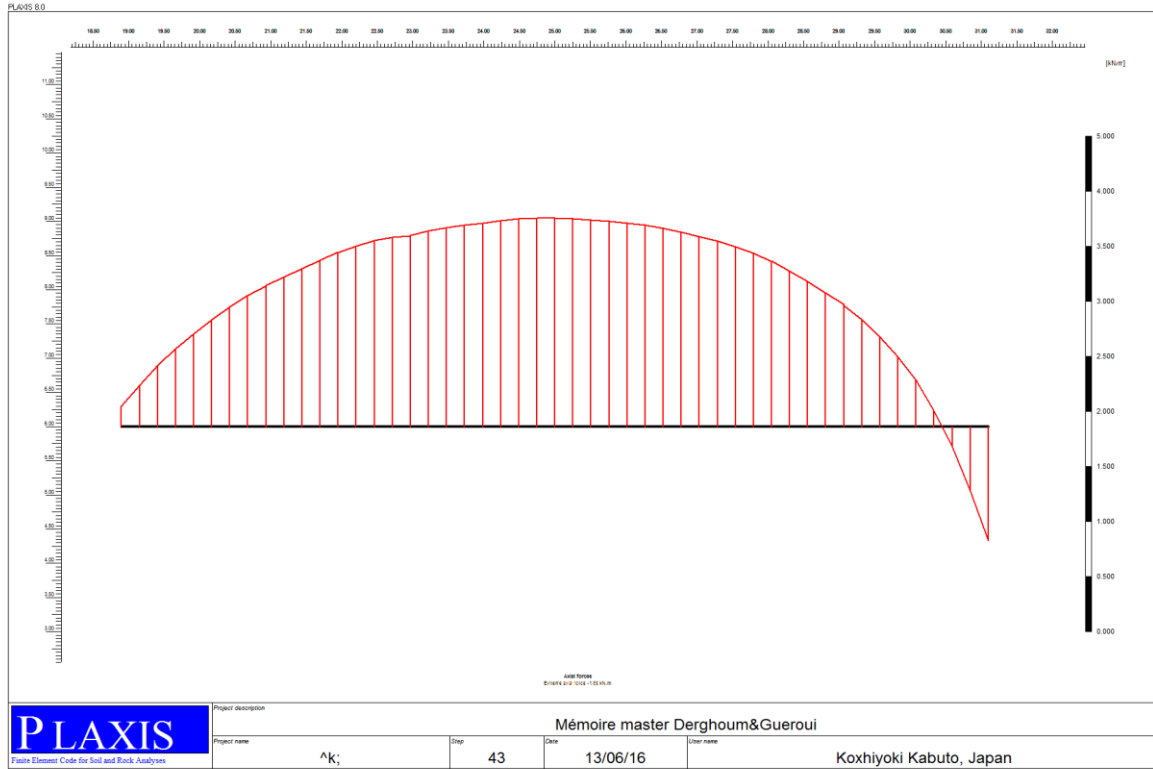


Figure.5.20 Distribution de l’effort axial dans le radier après excavation du Stross
 $(N_{max} = 1.89 \text{ kN})$

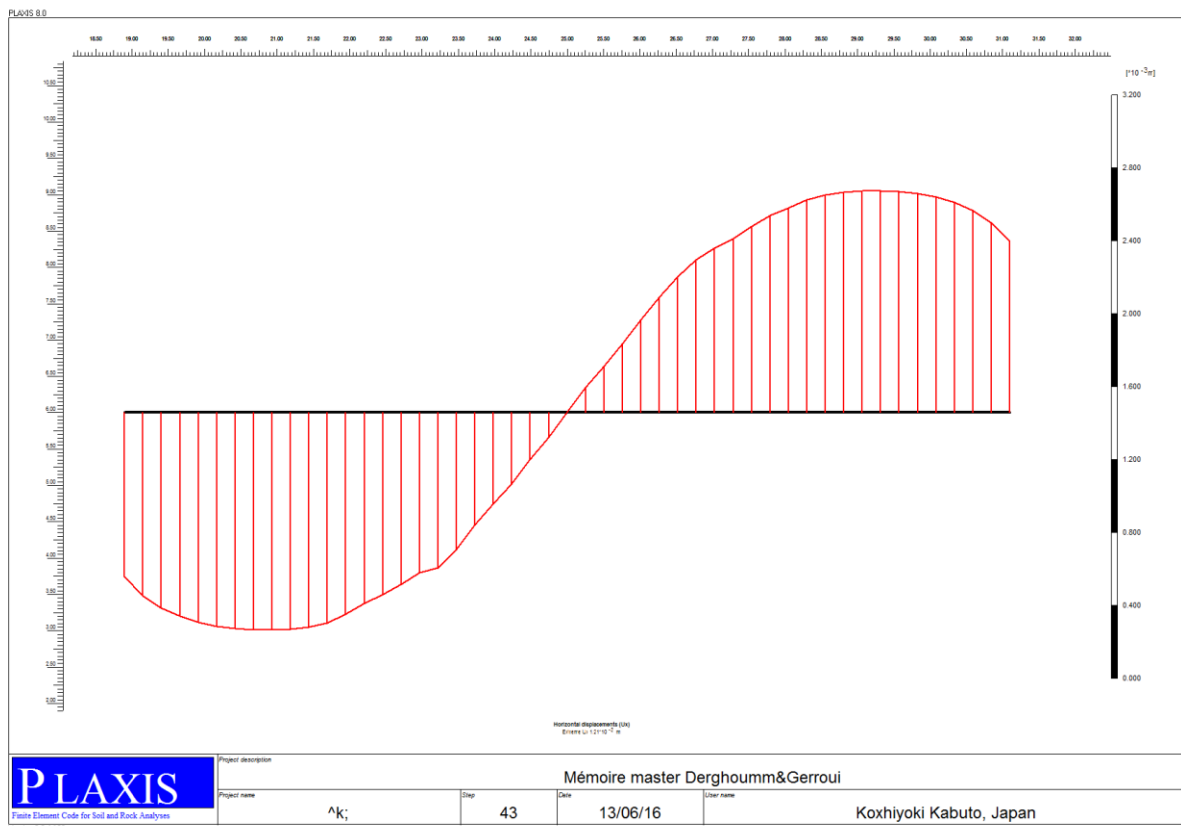


Figure.5.21 Distribution du déplacement U_x dans le radier après excavation du Stross
 $(U_{x \text{ max}} = 121 \text{ mm})$

Conception et réalisation d’un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique

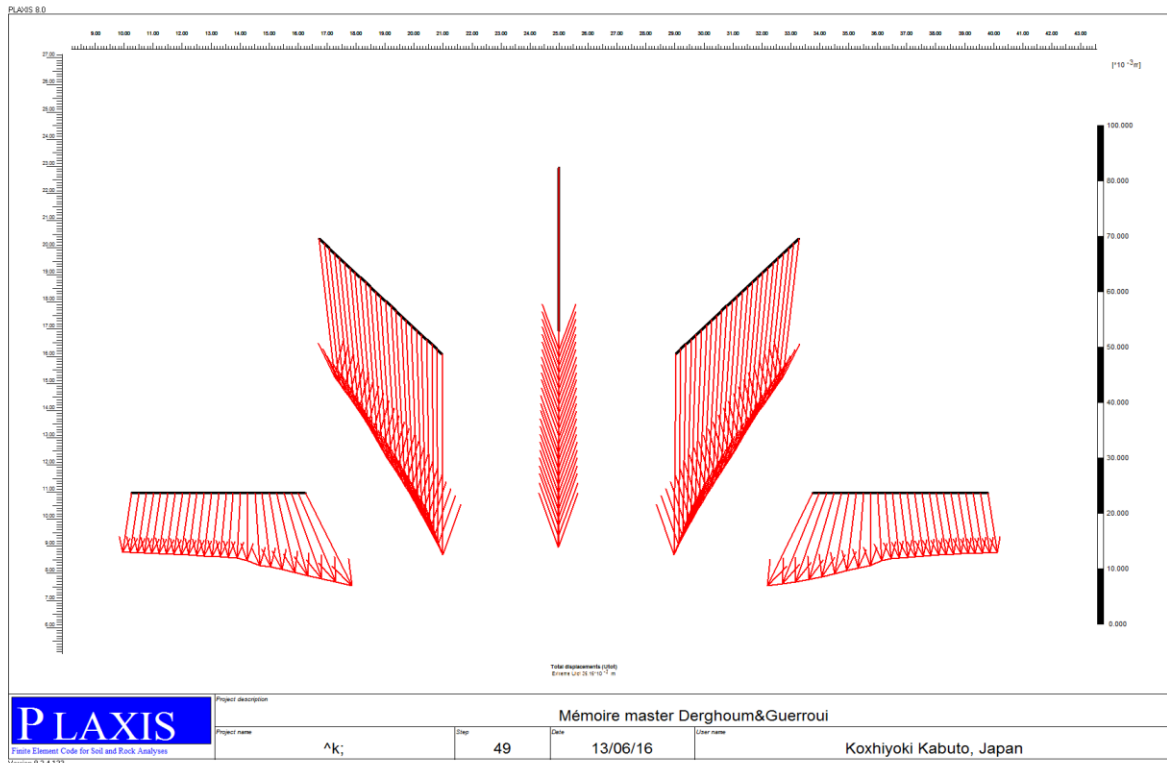


Figure 5.22 Distribution du déplacement total dans les boulons d'ancrages après excavation du Stross ($U^{tot} = 39.19 \text{ mm}$)

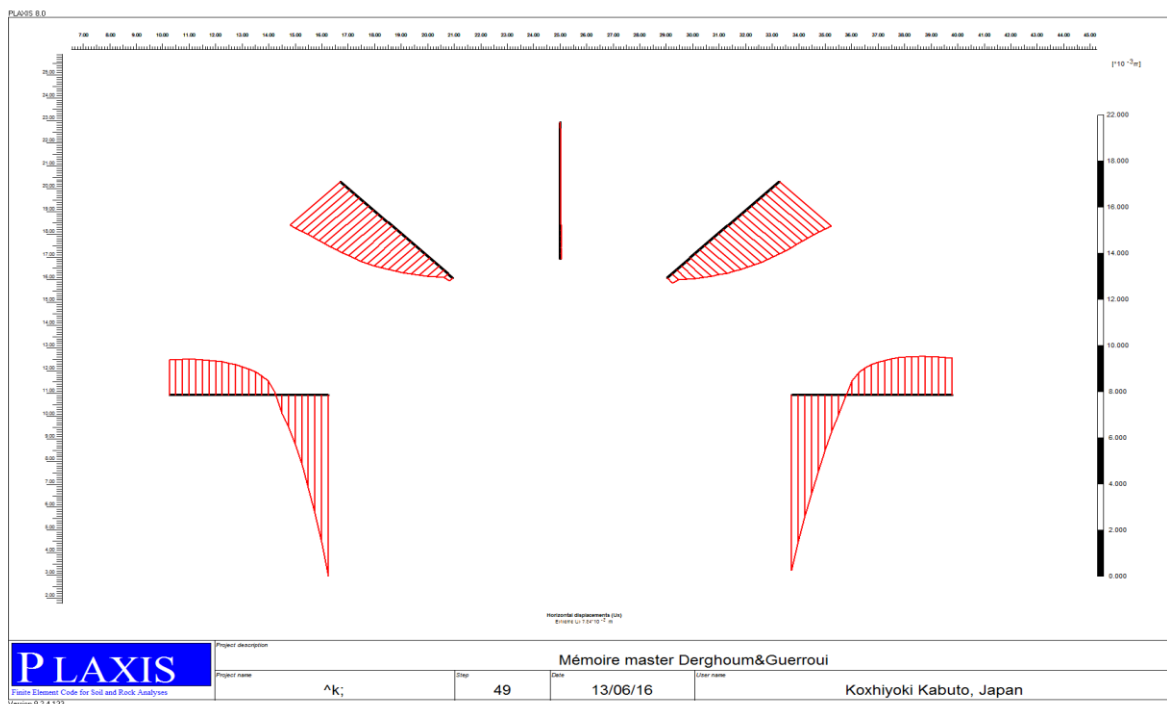


Figure 5.23 Distribution des déplacements horizontaux dans les boulons d'ancrages après excavation du Stross ($U_{x \text{ max}} = 7.84 \text{ mm}$)

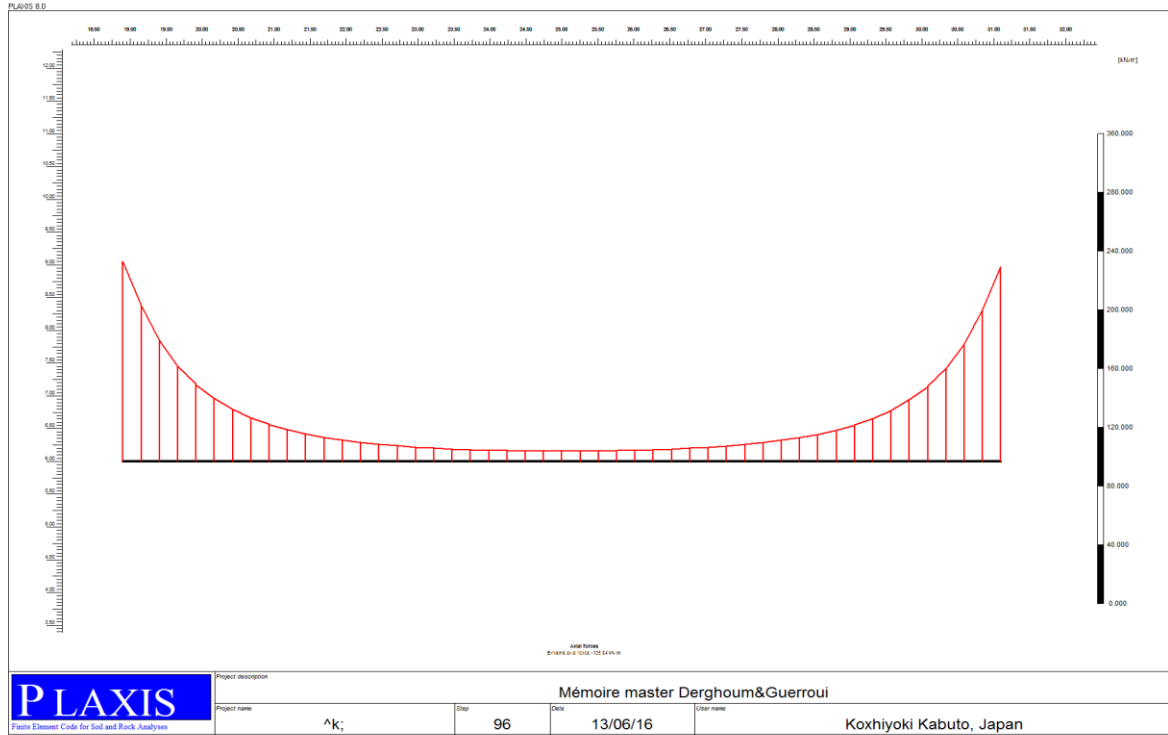


Figure.5.26 Distribution de l'effort axial dans le radier à la fin du creusement ($N_{max} = 135.94 \text{ kN}$)

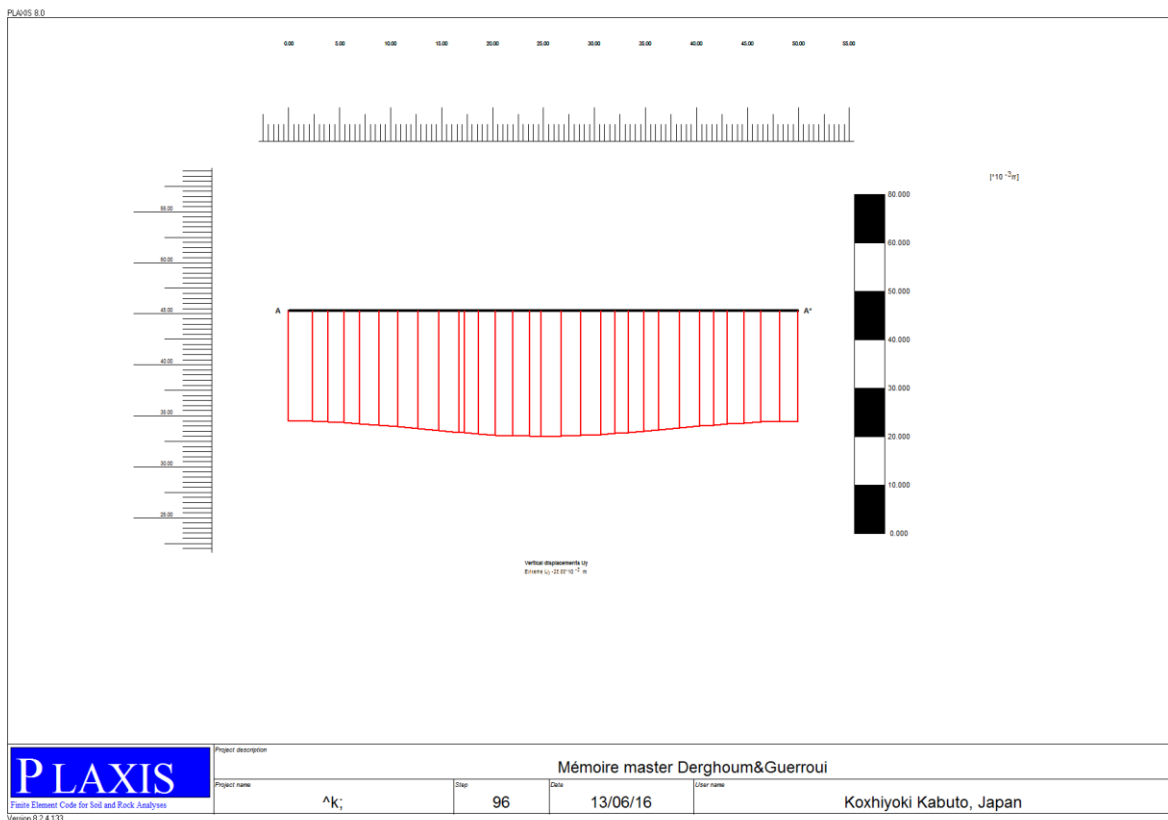


Figure.5.27 Tassement dans le massif du sol à 46m au-dessus de tunnel à la fin du creusement ($U_{ymax} = 28,88 \text{ mm}$)

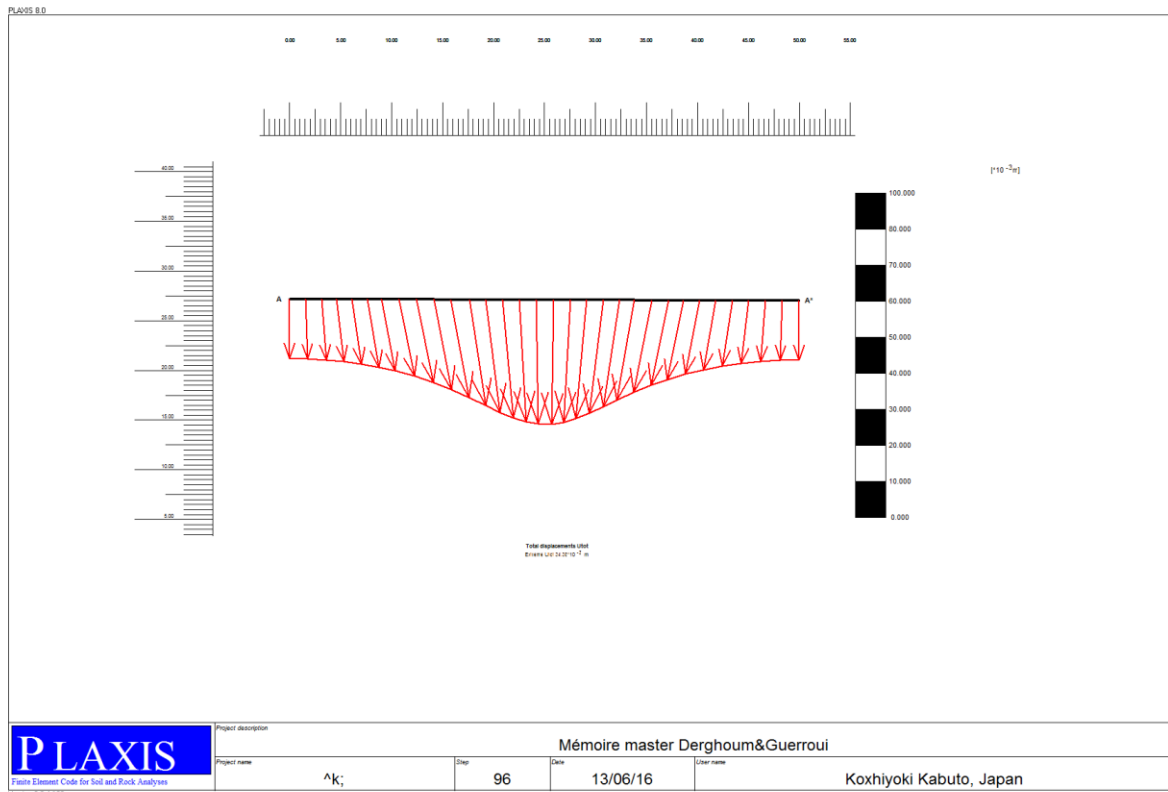


Figure.5.28 Tassement dans le massif du sol à 27.5 m au-dessus du tunnel à la fin du creusement ($U_{y\ max} = 24.38\ mm$)

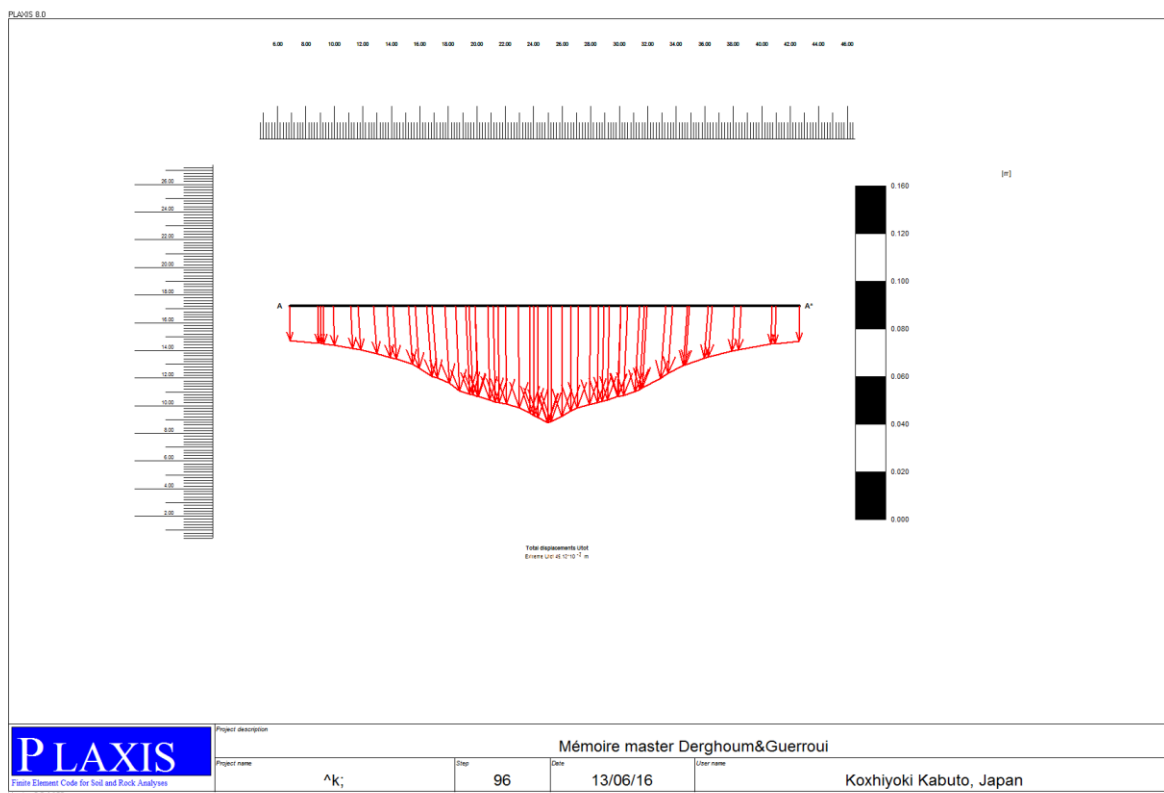


Figure.5.29 Tassement dans le massif du sol 17.5 mau-dessus de tunnel à la fin de du creusement ($U_{y\ max} = 45.13\ mm$)

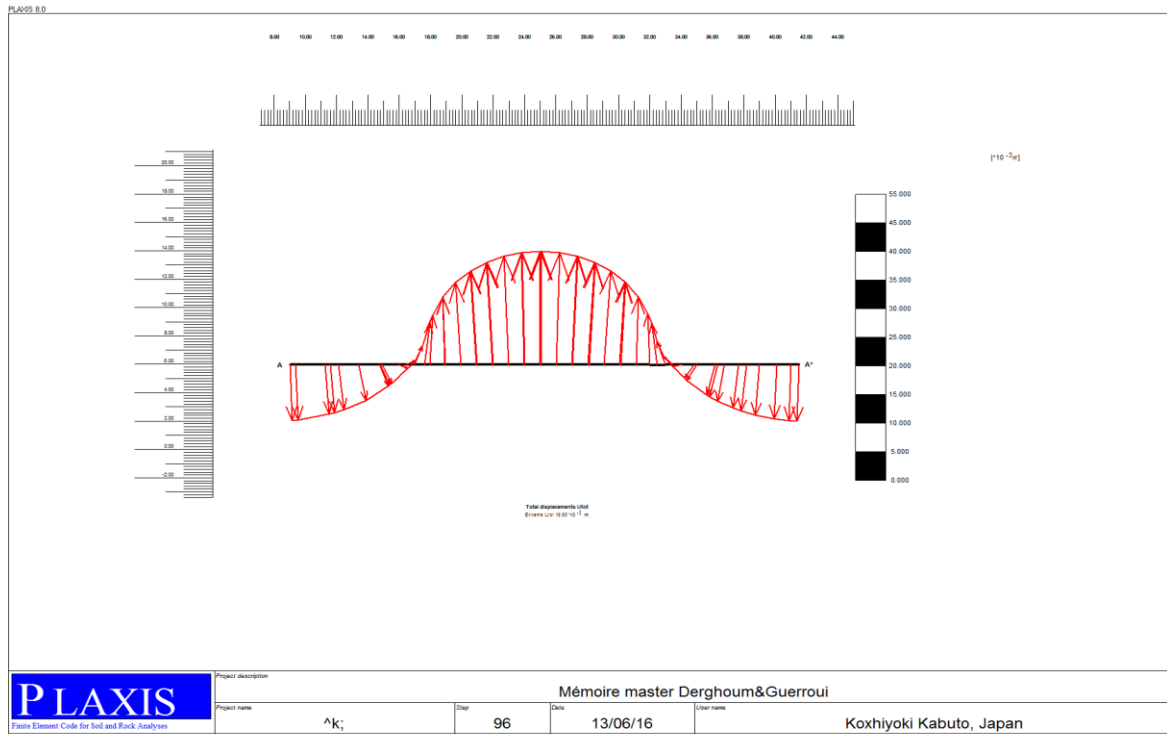


Figure.5.30 Soulèvement maximal du radier à la fin des travaux ($U_{y_{max}} = 19.88$ mm)

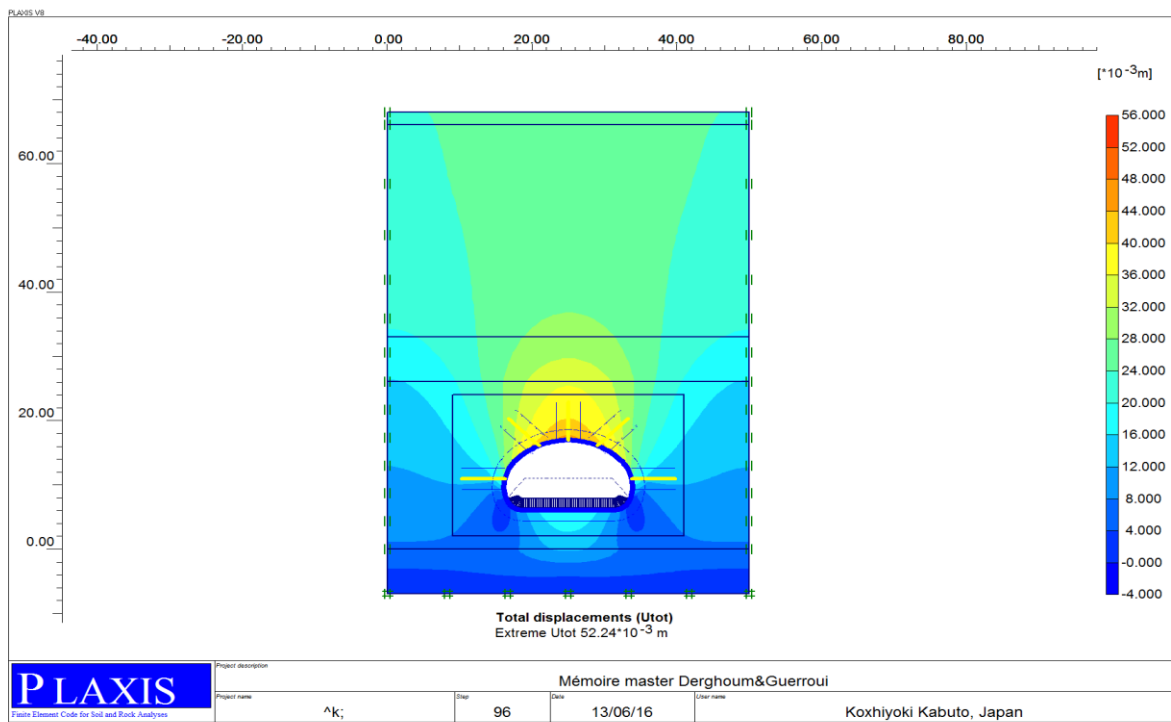


Figure.5.31 Etat de déplacement total dans le massif d sol à la fin des travaux

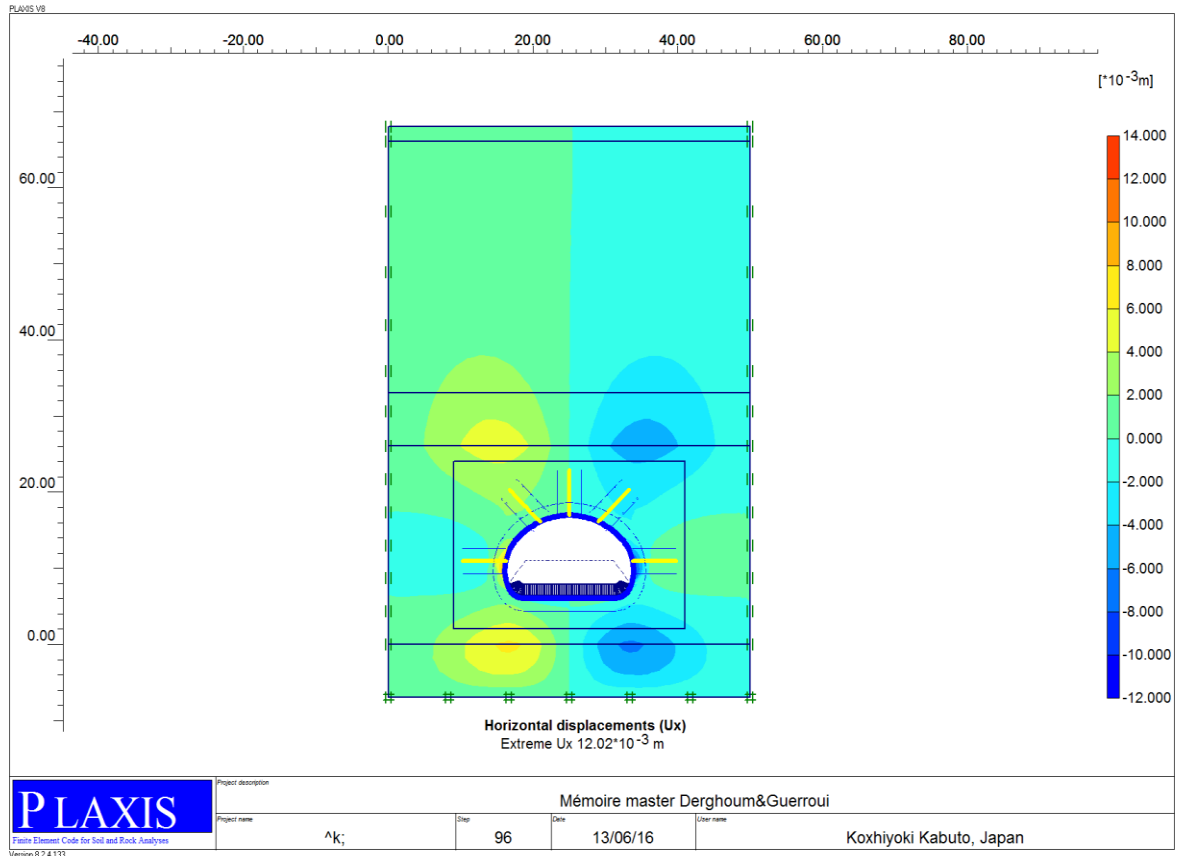


Figure 5.32 Etat du déplacement horizontal dans le massif d sol à la fin des travaux

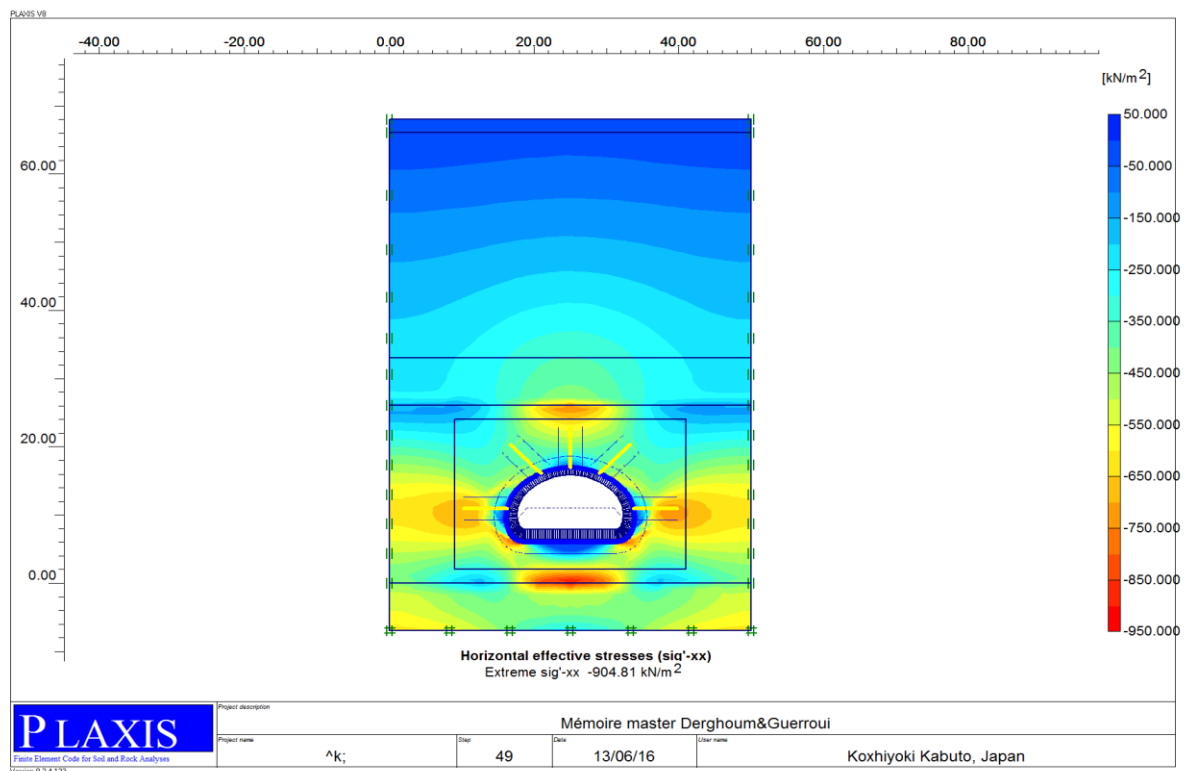


Figure.5.33 Etat des contraintes effectives horizontales dans le massif à la fin des travaux

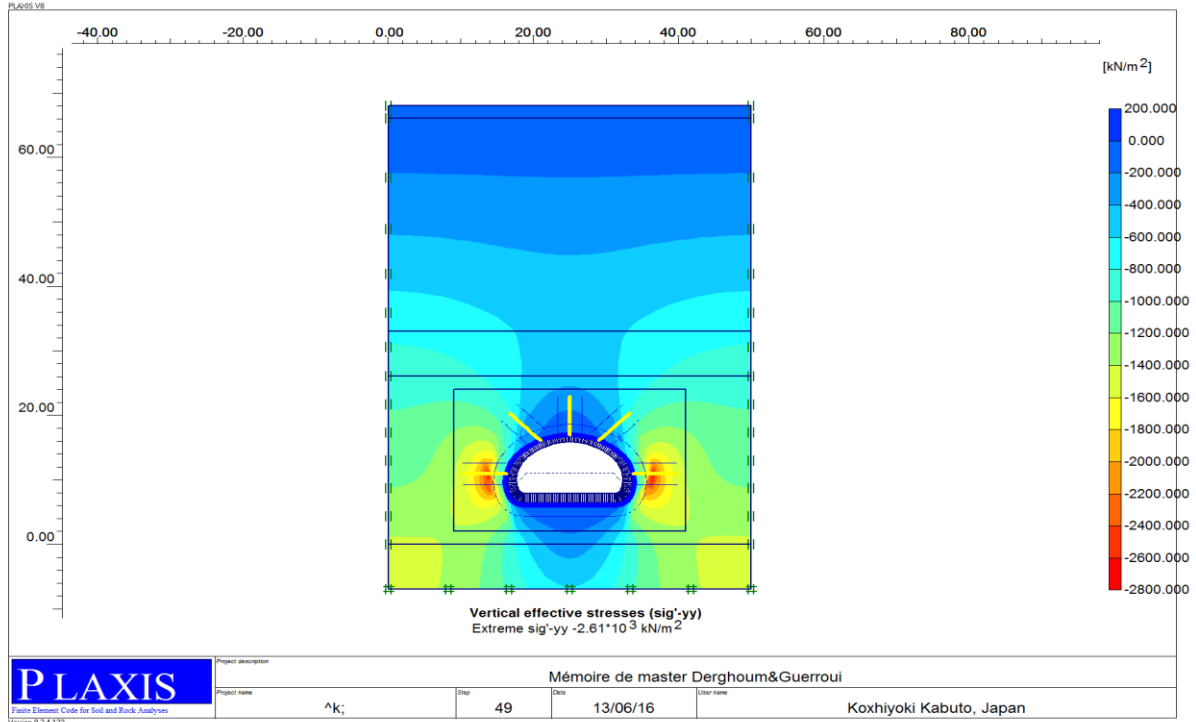


Figure.5.34 Etat des contraintes effectives verticales dans le massif à la fin des travaux

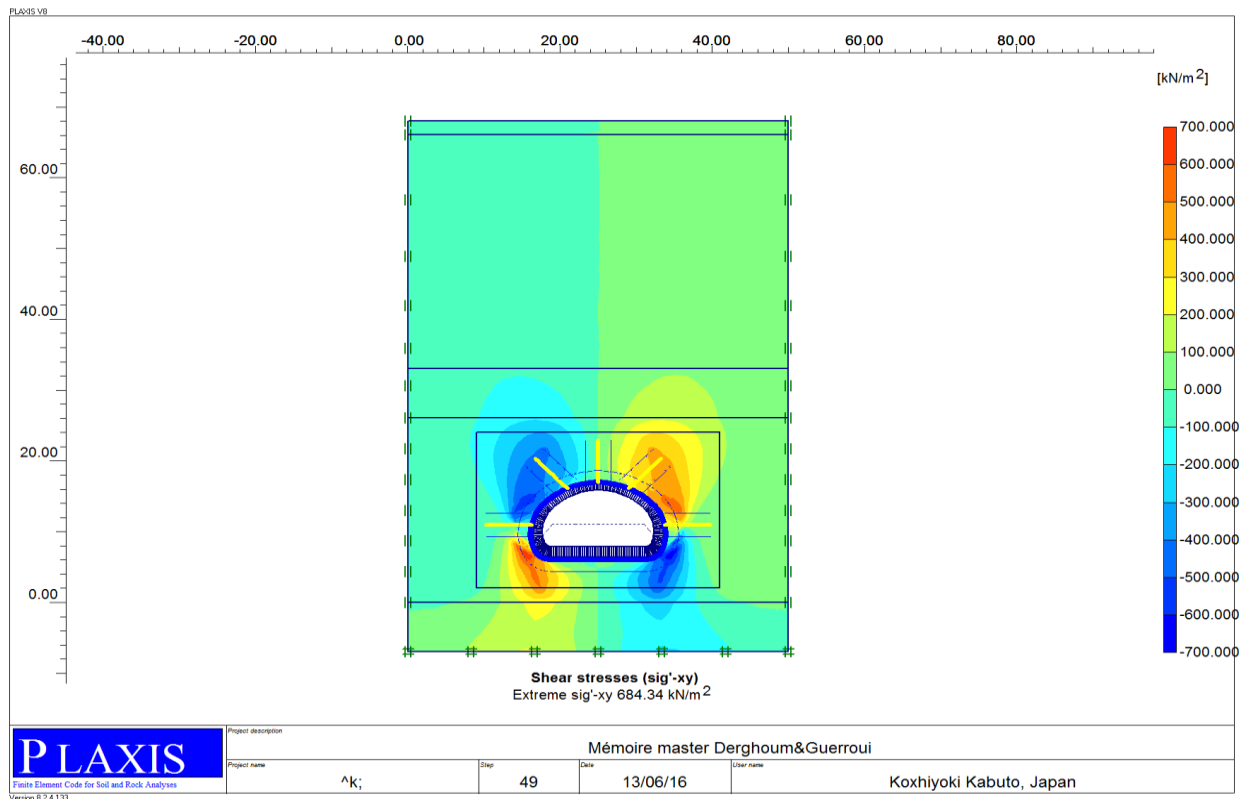


Figure.5.35 Etat des contraintes de cisaillement dans le massif de sol à la fin des travaux

Tableau.5.8 Variation des sollicitations (M, T) et les déplacements au niveau du soutènement durant les phases de réalisation du tunnel

M(exc. cal)[k]	M(fin exc)[k]	T(exc. cal)[k]	T(fin exc)[k]	U_x (exc. cal) $\times 10^{-3}$ [m]	U_x (fin. exc) $\times 10^{-3}$ [m]	U_y (fin exc) $\times 10^{-3}$ [m]	U_y (fin. exc) $\times 10^{-3}$ [m]
144.08	35.88	169.75	23.06	4.71	9.16	38.57	39.19

Tableau.5.9 variation du tassement en fonction de la profondeur de la couverture

Tassement [m]	46 m	27m	17.5m
	24.75	34.38	49.13

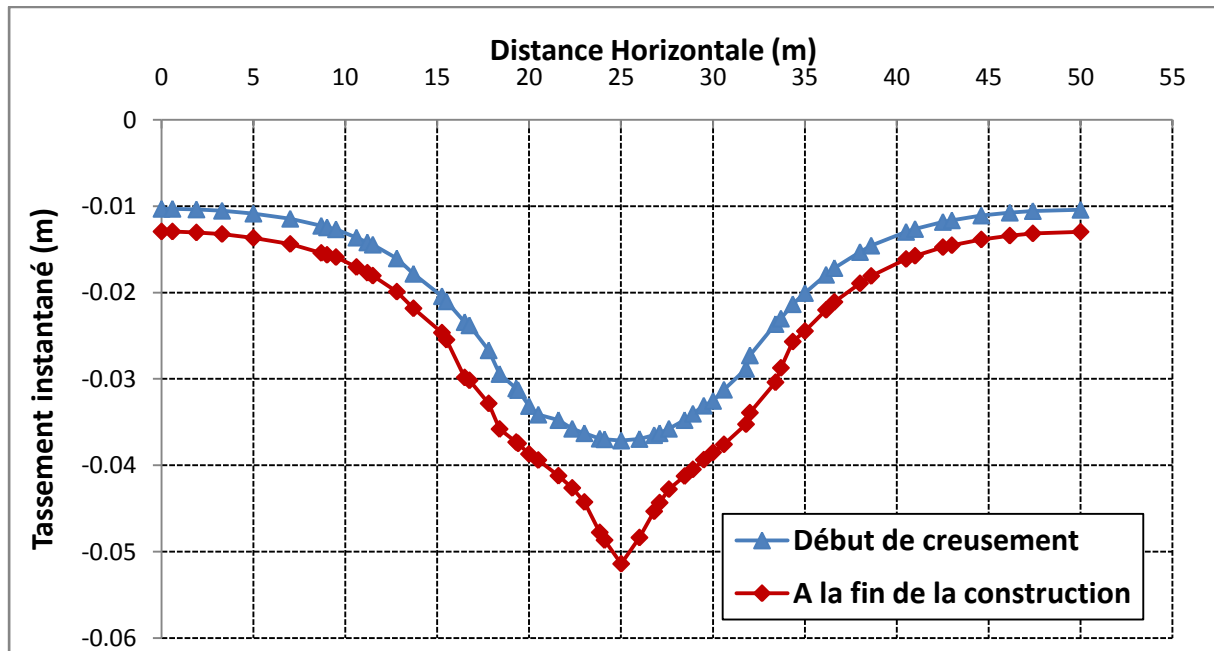


Figure.5.36 Tassement instantané au-dessus de la clef de voûte

Les coordonnées du plan de coupe horizontal sont respectivement : (0.00, 17.00) et (0.00, 50.00).

Commentaires

On s’aperçoit que l’allure des courbes des tassements enregistrés lors des phases de réalisation du tunnel sont similaires et se concordent parfaitement, bien que la phase finale enregistre un accroissement sensible du tassement de l’ordre de 14 mm au droit de l’axe de symétrie vertical de du tunnel. Le maximum du tassement est constaté au-dessus de la clef de voûte et cela peut être dû à la perturbation du milieu environnant du tunnel lors de la mise en place des boulons.

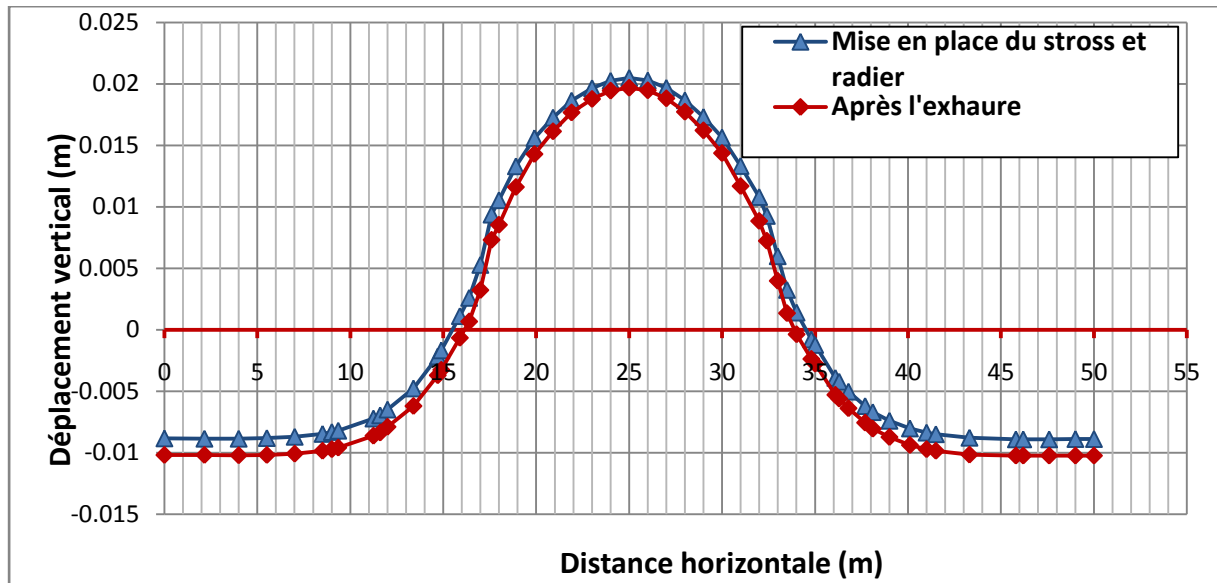


Figure.5.37 Variation du déplacement vertical le long de la base du tunnel

Commentaires

Les courbes de déplacements verticaux se concordent parfaitement avec une diminution de l'ordre de 2mm à la fin de construction. Le léger soulèvement du radier de l'ordre de 20mm persiste toujours à la fin de la construction du tunnel. En ouvrant le tunnel à la circulation, ce soulèvement va être sensiblement diminué et cela dû aux chargements imposés par le trafic routier.

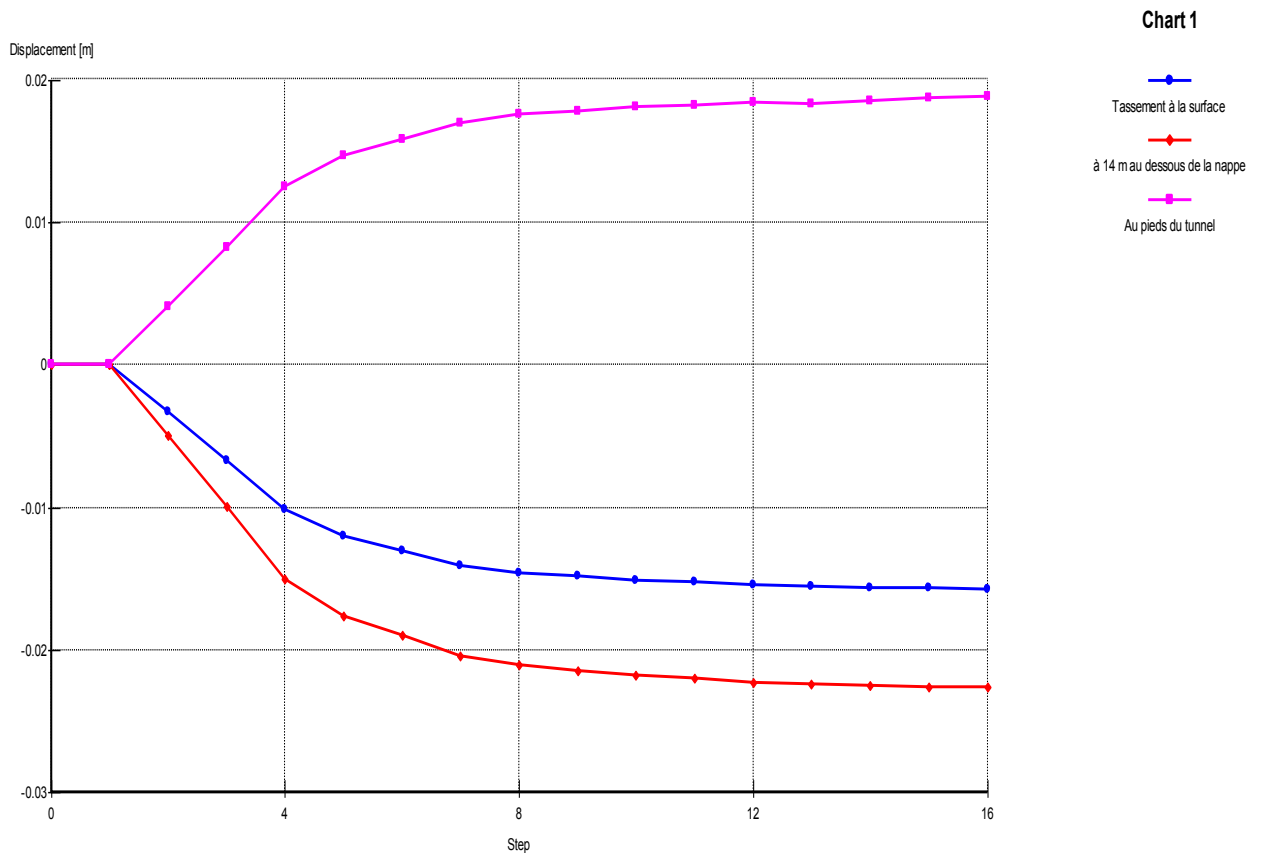


Figure.5.38 Histoire du tassement des points caractéristiques du modèle (monitoring points)

Commentaires

Les résultats de l'histoire du tassement du massif confirment encore une autre fois un léger soulèvement de l'ordre de *2cm* au niveau du radier et un tassement de même valeur au-dessous de la nappe et cela est dû à l'évacuation de l'eau issue des travaux de creusement (l'exhaure). Un palier de stabilisation à cette valeur est constaté de part et d'autre à la fin de l'histoire.

5.8 Conclusion

La modélisation par éléments finis des phases de creusement et soutènement du tunnel traversant DJEBEL EL-KANTOUR nous a permis de déterminer la variation des moments, efforts tranchants et déplacement au niveau du soutènement composé de cintre métallique et béton projeté. Au terme de cette analyse on peut tirer les conclusions suivantes :

- ❖ Au début de l'excavation les sollicitations ont diminués après l'excavation du Stross et la mise du soutènement
- ❖ Les déplacements horizontaux et verticaux au niveau du soutènement ont augmenté à la fin de l'excavation
- ❖ Le tassement au niveau du massif de sol supporté par le tunnel diminue dans le sens ascendant.
- ❖ On a constaté un soulèvement au niveau du radier général du tunnel.
- ❖ Le logiciel PLAXIS nous a permis d'observer la variation des contraintes normales et tangentielles au niveau du massif du sol qui sont maximales au niveau de la voûte et pied droit de tunnel.
- ❖ L'étude paramétrique a mis en relief l'influence importante de trois paramètres à savoir le module d'Young, le rabattement de la nappe et l'écoulement sur les tassements en surface.

Conclusion générale

Un tunnel et une galerie souterraine creusée pour permettre à une voie de communication (route, voie ferrée, canal) de franchir un obstacle.

- ❖ Dans ce travail, on a présenté les aspects généraux des ouvrages souterrains, les différentes étapes d'investigation et les techniques de creusement.
- ❖ Le creusement en souterrain s'applique à toutes sortes de catégories de terrains. Suivant les cas, il sera utilisé l'explosif ou des méthodes purement mécaniques.
- ❖ À partir de la classification des massifs rocheux, des méthodes de calcul empiriques, analytique et numériques sont exploitées pour définir la technique de creusement et le type de soutènement approprié pour assurer la stabilité du tunnel pendant l'excavation et l'exploitation du tunnel.
- ❖ La réponse d'un massif aux sollicitations engendrées par le creusement d'un tunnel dépend de la nature du sol et de la technique de creusement.
- ❖ On a étudié la conception et la réalisation de tunnel traversant DJEBEL EL KANTOUR moyennant des méthodes empirique (RMR, Q système) et analytique (convergence confinement) pour déterminer le type de soutènement adéquat.
- ❖ Une étude numérique du tunnel NATM traversant DJEBEL EL KANTOUR a été élaborée par éléments finis moyennant le logiciel PLAXIS 2D TUNNEL pour cerner les sollicitations (M,N,T), les déplacements verticaux et horizontaux au niveau du soutènement après l'excavation de la calotte et à la fin de l'excavation du Stross et au niveau du radier.

Ressortir les tassements sur toute la profondeur du massif de sol supporté par le tunnel ainsi que les contraintes normales et tangentielles. On peut résumer les résultats numériques dans les points ci-après :

- ❖ Au début de l'excavation les sollicitations ont diminué après l'excavation du Stross et la mise du soutènement.
- ❖ Les déplacements horizontaux et verticaux au niveau du soutènement ont augmenté à la fin de l'excavation.
- ❖ Le tassement au niveau du massif de sol supporté par le tunnel diminue dans le sens ascendant.
- ❖ On a constaté un soulèvement au niveau du radier général du tunnel.
- ❖ Le logiciel PLAXIS TUNNEL, nous a permis de déterminer les valeurs maximales des contraintes normales et tangentielles dans le massif qui sont maximales au niveau de la clé de voute et les pieds droits du tunnel.

Références bibliographiques

- [1] Bruno DEMAY,ENPC-CHE CHEBAP Module Ouvrages Souterrains les tunneliers. Ecole nationale des ponts et chaussées centre des hautes études de la construction.
- [2] Daniel DIAS , étude numérique et application à un cas réel en site urbain, Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage, thèse, l'Institut national des sciences appliquées de Lyon, pour le grade de DOCTEUR, 1999.
- [3] Dossier pilote des tunnels génie civil section 3 conception et dimensionnement, 1998
- [4] Dossier pilote des tunnels génie civil section 4 procédés de creusement et de soutènement, 1998.
- [5] Guide de l'utilisateur de TUNREN C – Notice technique de TunRen : Convergence-Confinement
- [6] Jamal IDRIS,accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains – méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique, thèse, de Doctorat de l'INPL en Génie Civil – Géotechnique – Hydrosystèmes,NANCY université – Institut national polytechnique de Lorraine, 2007.
- [7] Kitchah Fethi, Etude numérique de la stabilité d'une section du Tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest , thèse de magistère, 2012.
- [8] Marc PANET,Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement.école nationale des ponts et chaussées, 1995.
- [9] Mécanique des Roches et Travaux Souterrains Cours et exercices corrigés, 2012.
- [10] Pierre GESTA, travaux souterrain, techniques de l'ingénieur.
- [11] Sylviane BERNAT, modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble, Qualification sur chantier expérimental, thèse, de Doctorat, Ecole centrale de Lyon, 1996.
- [12] Tunnels en terrain rocheux La pratique de l'explosif Présentation ,2015.

Site internet

- [13]<http://www.outilssetu.fr/didactu/tunnel/reconnaisances/essaisinsitu/MethGeophys/Diagramphiederesistivite.php>