

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



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Etude d'un tunnel autoroutier en bitube
Cas du tunnel de Texenna
(Pénétrante autoroutière El Eulma - Jijel)**

Présenté par :

**KARTOBI Mohamed
BELGUELIEL Oussama**

Encadré par :

Mr BENAMGHAR Ahcene

Promotion 2018 /2019

Résumé

L'objectif de notre travail est l'étude du tunnel autoroutier bitube de la pénétrante autoroutière de port de Djen Djen à la wilaya de Jijel. En utilisant la nouvelle méthode autrichienne (NATM). À cet effet, nous avons utilisé, le logiciel Robot pour le calcul des efforts interne pour vérifier le soutènement provisoire proposé et le logiciel PLAXIS 2D pour évaluer les déplacements. Finissant par le dimensionnement du revêtement définitif.

Mots clés : Tunnel, autoroute, Robot, NATM, PLAXIS 2D, soutènement provisoire, revêtement

ملخص

الهدف من عملنا هو دراسة النفق المزدوج المتواجد في جيجل على الطريق السيار اربط بين العلمة وجيجل. ولقد تطرقنا في هذا العمل لجوانب عدة باستعمال برامج كمبيوتر متخصصة منها تقييم الجهود المطبقة على النفق.

الكلمات المفتاحية: النفق ، الطريق السيار ، الجهود، برامج كمبيوتر .

Abstract

The aim of our work is the study of twin-tube highway tunnel of the motorway penetrating Djen Djen port in the wilaya of Jijel. Using the new Austrian Tunneling method (NATM). To this end, we used the Robot software for the calculation of internal forces to verify the proposed temporary support and the PLAXIS 2D software to evaluate displacements. Finishing with the design and calculation of the tunnel lining.

Keywords: Tunnel, highway, Robot, NATM, PLAXIS 2D, temporary support, lining.

DEDICACES

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

*Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant ﷻ de m'avoir donné le
courage*

Et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce modeste travail

Que je dédie à:

A ma mère

*Symbole de sacrifice, de tendresse et d'amour ; sont les moindres sentiments
que je puisse te témoigner. Quoi que je fasse, je ne pourrais jamais te
récompenser pour tes grands sacrifices. Aucune dédicace ne saurait exprimer
mes considérations et mes sincères affections pour toi.*

A ma chère grande mère Kamelia

À mes chères tantes et oncles et leurs familles.

A Mon cher frère Wassim.

A Mes chères sœurs et cousins

À toutes la famille KARTOBI et DJEMMEH.

A mon encadreur Dr: Ahcene BENAMEGHAR.

*A mes meilleurs amis : Ahsan, sofiane, dhia, wahab, dido, amir,akeb, fouzi.
Et spécialement à :youcef, walid et aymen.*

*A Mon binôme oussama avec qui j'ai partagé une très bonne expérience cette
année.*

A mes enseignants de primaire jusqu'au lycée surtout Mr :battit.

A tous mes collègues agréables de l'ENSTP sans exception

Et A toutes la promotion 2019.

MOHAMED

DEDICACES

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant ﷻ de m'avoir donné le

courage et la patience pour arriver à cet stade

afin de réaliser ce modeste

travail que je le dédie à:

Mes très chère parents Meftah et Sadia qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.

Mes chers frère Moussa ,abdou et choaib ,Ma chère sœur hadil et tous les cousins, les cousines.

A Mon binôme KARTOBI Mohamed,

A mon ami d'enfance KADI Aymen avec qui j'ai partagé le parcours .

A mon encadreur Dr : Ahcene BENAMEGHAR.

A mes enseignants Mr : Mourad BENACER, Youcef Baba Khoya

A mes meilleurs amis : OUDINA Rafet, KHMISSI Chihab, SKHARA Farid, HAMIDI Abd alkadr, DAHMANI Zakaria

A tous mes collègues agréables de l'ENSTP ; Saad, Fares , Réda, Didin , Amin, Saleh, Brahim, Nadir, Sid Ali,. Sans oublier : KHATIM Zakaria

A mes enseignants de primaire jusqu'au lycée

A tous mes collègues agréables de l'ENSTP sans exception

Et A toutes la promotion 2019.

OUSSAMA

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à remercier dieu clément et miséricordieux de nous avoir donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce modeste travail.

Nous tenons à remercier tout particulièrement Dr Ahcene BENAMEGHAR notre cher encadreur d'avoir accepté de nous encadrer pour notre projet de fin d'études, ainsi que pour son soutien, ses remarques pertinentes et son encadrement.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance et toutes nos pensées de gratitude à Sofia, qui nous a aidé durant tout ce travail, pour sa disponibilité, pour la confiance qu'elle a su nous accorder et les conseils précieux qu'elle nous a prodigués tout au long de la réalisation de ce projet.

A tous les enseignants de l'ENSTP sans exception qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Nous tenons à remercier aussi toute l'équipe de la bibliothèque pour leurs patiences, leurs soutiens et pour les nombreux ouvrages qu'ils ont mis à notre disposition.

Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail. Nos sincères remerciements à tous le personnel de l'Agence Nationale des Autoroutes (ADA) spécifiquement Mrs Mohamed et Tarek SERRIR.

Nous tenons vivement à remercier nos familles et nos amis, chacun à son nom.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidés, encourager et nous ont soutenus jusqu'au bout.

OUSSAMA ET MOHAMED

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE :	
LA STABILITE DU FRONT DE TAILLE D’UN TUNNEL	
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. LA STABILITE DU FRONT DE TAILLE D’UN TUNNEL.....	2
I.2.1. METHODE DE TERZAGHI (1955)	3
I.2.2. LECA ET DORMIEUX (1990)	4
I.2.2.1. MECANISME DE REPTURE GLOBALE	5
I.2.2.2. MECANISME DE REPTURE LOCALE	5
I.2.2.3. LA NOTION DE FACTEUR DE CHARGE	7
I.2.3. WONG ET AL. (1999).....	7
I.2.3.1. LE PRINCIPE DE CALCUL DU MODELE "EXTRUSION"	8
I.2.4. MOLLON.....	9
I.2.4.1.MECANISME M1 D’EFFONDREMENT EN SOL FROTTANT.....	9
I.2.4.2.MECANISME M2 D’EFFONDREMENT EN SOL COHERENT	11
I.3. CONCLUSION.....	12
CHAPITRE II: GENERALITE SUR LES TUNNELS	
II.1 INTRODUCTION	13
II.2 HISTORIQUE DES OUVRAGES SOUTERRAINS	13
II.3 PRINCIPAUX TYPES DES TUNNELS	13
II.3.1. LES TUNNEL DE COMMUNUCATION.....	14
II.3.2. LES TUNNELS DE TRANSPORT ET D’EVACUATION	14
II.3.3.LES TUNNELS ET CAVITES DE STOCKAGE.....	15
II.4. TECHNIQUES DE CREUSEMENT	16
II.4.1. CREUSEMENT A LEXPLOSIF	16
II.4.2. LE CREUSEMENT MECANIQUE D’ATTAQUE PONCTUELLE	17
II.4.3. CREUSEMENT AU TUNNELIER.....	17
II.5. DIFFERENTS MODES DE CONSTRUCTION	19
II.5.1. CREUSEMENT EN PLAINE SECTION	19
II.5.2. CREUSEMENT PAR DEMI SECTION SUPERIEURE.....	19

II.5.3. CREUSEMENT EN SECTION DIVISEES	20
II.6. SOUTENEMENT PROVISOIRE	21
II.6.1. INTRODUCTION	21
II.6.2. CLASSIFICATION DES SOUTENEMENTS.....	21
II.6.3. DEFERENT TYPE DE SOUTENEMENT	21
II.6.3.1. SOUTENEMENT PAR BOULONNAGE.....	21
II.6.3.2. SOUTENEMENT PAR BETON PROJETE.....	22
II.6.3.3. LE SOUTENEMENT PAR ANNEAUX INTERIEURS.....	23
II.7. REVETEMENT DEFINITIF	24
II.8. LES OUVRAGES CARACTERISTIQUES DES TUNNELS	25
II.8.1. ETANCHEITE	25
II.8.2. DRAINAGE	25
II.8.3. VENTILATION	26
II.9. CONCLUSION	26

CHAPITRE III: PRESENTATION DU PROJET

III.1. INTRODUCTION.....	27
III.2. OBJET DE L'ETUDE.....	27
III.3. LIEU ET CARACTERISTIQUE DU TRACE	28
II.3.1 LOCALISATION DE TUNNEL.....	28
III.4. CONCLUSION	30

CHAPITRE IV: ETUDES ET RECONNAISSANCES DU SITE

IV.1. INTRODUCTION	31
IV.2. INTRODUCTION A LA GEOLOGIE DU TUNNEL	31
IV.2.1. GEOLOGIE REGIONALE DE LA ZONE D'ETUDE	31
IV.2.2. GEOLOGIE LOCALE DE LA ZONE D'ETUDE	31
IV.2.3. LE CADRE TECHTONIQUE DE SECTEUR D'ETUDE.....	32
IV.3. SONDAGES ET ESSAIS	33
IV.3.1. SONDAGES.....	33
IV.3.2. TESTES DE LABORATOIRE	37
IV.3.3. ESSAIS IN SITU.....	38
IV.3.3.1. ESSAI PRESSIOMETRIQUE.....	38
IV.3.3.2. ESSAI DE PPERMIABILITE	40

VI.4. ETUDE GEOPHYSIQUE DU PORTAIL SUD	42
VI.5. GEOLOGIE DU TRACE DE TUNNEL	42
VI.6. GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE DU PORTAIL NORD ET SUD	42
VI.6.1 VERSANT NORD	42
VI.6.2. VERSANT SUD.....	43
IV.7. SISMISITE.....	44
IV.7.1. GENERALITE	44
IV.7.2. NEOTECTONIQUE ET SISMISITE DE LA REGION.....	45
IV.8. CONCLUSION	46

CHAPITRE V: CLASSIFICATION DES MASSIFS ROCHEUX

V.1.INTRODUCTION	47
V.2.CLASSIFICATION DES MASSIFS ROCHEUX	47
V.2.1. CLASSIFICATION RQD (ROCK QUALITY DESIGNATION).....	47
V.2.2. CLASSIFICATION RMR (ROCK MASS RATING)	48
V.2.3. INDICE GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX).....	52
V.2.4. LE Q SYSTEME	53
V.3.CONCLUSION	55

CHAPITRE VI: CONCEPTION DU TUNNEL

VI.1. INTRODUCTION	56
VI.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE SOUTERRAIN	56
VI.2.1. SECTION TRANSVERSALE	56
VI.2.1.1 LA PLATE FORME.....	56
VI.2.1.2. LE GABARIT.....	57
VI.2.1.3. HAUTEUR LIBRE DE LOUVRAGE	57
VI.2.1.4. LES ENCOMBREMENT.....	58
VI.2.2 DETERMINATION DE LA SECTION TRANSVERSALE DU TUNNEL DE TEXANA.....	58
VI.2.2.1 LA PLATFORME	58
VI.2.2.2. LE GABARIT.....	59
VI.2.3. TRACE EN PLEN.....	59
VI.3. EXIGENCES OPERATIONNELLES ET DE SECURITE.....	59
VI.3.1. ASSAINISSEMENT	59
VI.3.2. VENTILATION	60

VI.3.3. LES NICHE DE SECURITE	61
VI.3.4. ÉCLAIRAGE – VISIBILITÉ	61
VI.3.5. LES GALERIES DE COMMUNICATION	62
VI.4. CONCLUSION	63

CHAPITRE VII: CALCUL DES CHARGES

VII.1. INTRODUCTION	64
VII.2. LES PRESSIONS SOUTERRAINES	64
VII.2.1. POUSES DE DÉTENTE	64
VII.2.2. POUSSEE GEOLOGIQUE	64
VII.2.3. POUSSEE DE GONFLEMENT	65
VII.3. LES METHODES DE CALCUL DES CHARGES VERTICALES	65
VII.3.1. METHODE DE TERZAGHI	65
VII.3.2. THEORIE DES POIDS DE TERRE	67
VII.3.3. THEORIE DE BIERBAÜMER	67
VII.2.4. INTERPRITATION DES RESULTAT	69
VII.4. METHODE DE CALCUL DES CHARGES HORIZONTALE	69
VII.4. 1. METHODE DE TERZAGHI	69
VII.4.2. METHODE DE COULOUMB-RANKINE	69
VII.4.3. METHODE SOVIETIQUE	71
VII.4.4. INTERPRITATION DES RESULTAT	72
VII.5. LA PRESSION AGISSANT AU NIVEAU DU RADIER	72
VII.6. CONCLUSION	75

CHAPITRE VIII: SOUTENEMENT PROVISOIRE-

METHODE CONVERGENCE CONFINEMENT- MODELISATION PAR PLAXIS

VIII .1. INTRODUCTION	76
VIII .2. VERIFICATION DU SOUTENEMENT	76
VIII .2.1. PREDIMENTIONNEMENT DU SOUTENEMENT	76
VIII .2.2. LES MATERIAUX DE SOUTENEMENT ET LEURS CARACTERISTIQUES	77
VIII.2.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE DU SOUTENEMENT	78
VIII.2.4. REPARTION DES EFFORTS INTERNES	81
VIII.2.4.1. LES EFFORTS INTERNES DE LA DEMI SECTION SUPERIEURE	82
VIII.2.4.2. LES EFFORTS INTERNES DE LA SECTION COMPLETE	83

VIII.2.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A (ELU)	84
VIII .2.5.1. APPLICATION SUR LA DEMI SECTION SUPEURIEURE	85
VIII.2.5.2. APPLICATION SUR LA SECTION COMPLETE	85
VIII.2.6.VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT A(ELU)	86
VIII.2.6.1. APPLICATION SUR LA DEMI SECTION SUPEURIEURE	86
VIII.2.6.2. APPLICATION SUR LA SECTION COMPLETE	86
VIII.3. METHODE CONVERGENCE CONFINNEMENT	87
VIII.3.1. PRINCIPE GENERALE DE LA MCC	87
VIII.3.2. HYPOTHESES DE LA MCC	89
VIII.3.3. ETAPES DE CALCUL D’UN PROBLEME TYPE MCC	89
VIII.3.3.1. COURBE CARACTERISTIQUE DU TERRAIN	89
VIII.3.3.2. COURBE CARACTERISTIQUE DU SOUTENEMENT	92
VIII.3.3.3. EQUILIBRE FINAL	94
VIII.4. MODELISATION AVEC PLAXIS	95
VIII .4.1. LA MODELISATION AVEC LE LOGICIEL PLAXIS 2D	96
VIII .4.1.1. PRESENTATION DU LOGICIEL	96
VIII .4.1.2. APPLICATION SUR LE TUNNEL DE TEXANNA DANS LA ZONE E	97
VIII.5. CONCLUSION	103

CHAPITRE IX: REVETEMENT DEFINITIVE

IX.1. INTRODUCTION	104
IX.2. MODELISATION DU REVETEMENT DEFINITIVE	104
IX.3. CALCUL STATIQUE	104
IX.3.1. LES EFFORTS INTERNES	104
IX.3.2. FERRAILLAGE LONGITUDINALE	106
XI.3.3. ARMATURE DE REPARTITION	107
IX.3.4. VERIFICATION DE LEFFORT TRANCHANT	107
IX.4. ETUDE SISMIQUE	108
IX4.1.LA METHODE RUSSE	108
IX.4.2. METHODE DE MONONOBE OKABE	108
IX.4.3. LE FERRAILLAGE LONGITUDINALE	108
IX.4.4. ARMATURE DE REPARTITION	109
IX.4.5. VERIFICATION DE LEFFORT TRANCHANT	110

IX .5. CONCLUSION 110
CONCLUSION GENERALE 113
ANNEX 1
ANNEX 2
ANNEX 3
ANNEX 4

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.1 : Caractéristiques du tunnel	28
Tableau.IV.1: Tableau Récapitulatif du Forage Réalis	33
Tableau.IV.2: Tableau récapitulatif des tests de laboratoire (relatives au sondages creusés en 2012-2013)	27
Tableau.IV.3: Tableau récapitulatif des tests de laboratoire (relatives au sondages creusés en 2015-2016)	38
Tableau IV.4 : Résultats de l'essai préssiométrique (à côté de FT-4).....	40
Tableau IV.5: Résultats des essais de perméabilité in situ.....	41
Tableau V.1. Les PK des zones.....	47
Tableau V.2. Classification du rocher d'après RQD.....	48
Tableau V.3..Résultat de RQD.....	48
Tableau V.4. Paramètres de classification des roches selon RMR	49
Tableau V.5 L'orientation des joints.....	50
Tableau V.6.Notes RMR pour chaque classe de roche.....	50
Tableau V.7. tenue de l'excavation suivant la classe de rocher	50
TableauV.8. Résultat de RMR	51
TableauV.9. Note globale de RMR de notre tunnel.....	51
Tableau V.10. Tenue de l'excavation suivant la classe de rocher de notre tunnel	52
Tableau V.11. GSI et qualité du massif rocheux.....	53
Tableau V.12. Résultat de la classification selon l'indice GSI.....	53
Tableau V.13. LE Q SYSTEME	54
Tableau VI.1: hauteur libre minimale dans le tunnel	57
Tableau VI.2: valeurs usuelles de revanches utilisées selon le CETU.....	58
Tableau VII.1.les donnes géotechniques du tronçon étudié.....	66
Tableau VII.2 : Coefficient d'influence.....	70
Tableau VII.3. Les charges abdiquées sur La partie située entre le Portail sud - PK: 26+500	75

Tableau VIII.1. Recommandation du soutènement d'après Z. BIENIAWSKI.....	76
Tableau VIII.2. Les propriétés mécaniques de Béton projeté-cintres métalliques.....	78
Tableau VIII.3. Les efforts de la demi section supérieure	83
Tableau VIII.4. Les efforts de la section complète	84
Tableau.VIII.5. Variation des Caractéristiques du terrain.....	91
Tableau.VIII.6. Caractéristique du soutènement.....	94
Tableau VIII.7. Présentation des résultats de plexis 2D	102
Tableau.IX.1 : les charges appliquent sur le tunnel dans le cas statique.....	104
Tableau.IX.2 : la section de ferrailage dans le cas statique.....	106
Tableau.IX.3 : le choix de la section dans le cas statique	106
Tableau.IX.4 : le choix des barres dans le cas statique	106
Tableau.IX.5. Les armatures de répartition dans le cas statique	107
Tableau.IX.6 : les charges appliquent sur le tunnel dans le cas sismique.....	108
Tableau.IX.7 : la section de ferrailage dans le cas sismique.....	109
Tableau.IX.8 : : le choix de la section dans le cas sismique	109
Tableau.IX.9: le choix des barres dans le cas sismique	109
Tableau.IX.10: les armatures de répartition dans le cas statique	110

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Mécanisme de la méthode de TERZAGHI	3
Figure I.2. Evaluation des coefficients Ka et Kb dans le cas d'un tunnel carré.....	4
Figure I.3. Modèle de Mécanismes de rupture locale	5
Figure I.4. Mécanisme M06 issue de la revue française Géotechnique. N° 61, pp. 5-16 décembre 1992).....	6
Figure I.5. Coefficients NY + et NS +de la méthode de Leca et Dormieux.....	7
Figure I.6. Faciès de rupture du front en sol frottant(a)/sol purement cohérent(b).....	9
Figure I.7. Génération de la surface extérieure du mécanisme M1.....	10
Figure I.8. Allure du mécanisme M1 pour D=10m, $\varphi=30^\circ$ et c=0kPa.....	11
Figure I.9. Mécanisme M2 Allure de $v\beta$ dans le plan X=0 ; b. vue 3D	12
Figure II. 1. tunnels de communication.....	14
Figure II.2 . Tunnels de transport et d'évacuation	14
Figure II.3. Tunnels et Cavité de stockage.....	15
Figure II.4 . Tunnels selon mode d'exécution.....	15
Figure II.5 .Etapas de creusement à l'explosif.....	16
Figure II.6 . machines à attaque ponctuelles	17
Figure II.7 . machine à attaque globale	17
Figure II.8 . bouclier fermé (pression de terre)	18
Figure II.9. bouclier ouvert	18
Figure II.10. creusement en section plaine.....	19
Figure II.11. creusement par demi section supérieur	19
Figure II.12. creusement en section divisée	20
Figure II.13. boulon à ancrage ponctuel.....	21
Figure II.14. boulon à ancrage repartie	22
Figure II.15. projection par voie sèche.....	23
Figure II.16. projection par voie mouillée.....	23
Figure II.17. cintres métallique	24
Figure II.18. cintres en béton armé préfabriqué	24

Figure III. 1. Le réseau routier en Algérie.....	27
Figure. III.2. Images Satellites de la Zone du Projet.....	28
Figure III.3 . Localisation du site du projet.....	29
Figure III.4. Vue en plan du site de tunnel.....	29
Figure IV.1. Contexte stratigraphique de Sendouah-Tabellout.....	32
Figure IV.2. Carte de déplacements des plaques lithosphériques et leurs déformations	33
Figure IV.3. Plan d'installation du sondage situé sur la section du Portail Nord	34
Figure IV.4. Plan d'installation du sondage situé sur la section du Portail Sud	34
Figure IV.5. Vue des unités de glissement de terrain à matrice d'argile avec morceau de roche du sondage numéros TBH-1	35
Figure IV.6. Vue des unités de flysch décomposé de degré faible-moyen du sondage numéros TBH-1.....	35
Figure IV.7. Vue des unités de flysch décomposé de degré avancé-moyen du sondage numéros TBH-2.....	36
Figure IV.8. Vue des unités de flysch décomposé de degré faible-moyen du sondage numéros TBH-2.....	36
Figure IV.9. Schéma du dispositif de l'essai pressiométrique Ménard.....	39
Figure IV.10. Un coup d'œil de portail du tunnel vers le nord	43
Figure IV.11. La voie générale du portail de sud.....	44
Figure IV.12. Classification sismique des wilayas d'Algérie (RPOA, 2008).....	45
Figure V .1. Tenue de l'excavation suivant la classe de rocher	
Figure V.2 : Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).....	52
Figure VI.1. la plateforme d'un tunnel.....	57
Figure VI.2 . Les éléments de la section transversale	58
Figure VI.3 . System d'évacuation des liquide	59
Figure VI.4 . Le système de Ventilation longitudinale	60
Figure VI.5. Le système de Ventilation transversale	60
Figure VI.6. Les niches de sécurité	61
Figure VI.7. la section transversale du tunnel de texanna.....	62

Figure VII.1. Hypothèse de calcul de TERZAGUI.....	65
Figure VII.2. Théorie des poids des terres	67
Figure VII.3. Théorie de BIERBAUMER.	68
Figure VII.4 . Théorie de COULOUMB-RANKINE	70
Figure VII.5. Méthode soviétique	71
Figure VII.6 . La poussée au niveau de radier selon TSIMBRIEVITCH	74
Figure.VIII.1. Méthode des réactions hyperstatiques	78
Figure.VIII.2. L'effort normale de la demi section supérieure	82
Figure.VIII.3. L'effort tranchant de la demi section supérieure	82
Figure.VIII.4. Moment de flexion de la demi section supérieure	82
Figure.VIII.5. L'effort normale de la section totale	83
Figure.VIII.6. L'effort tranchant de la section totale	83
Figure.VIII.7. Le moment de flexion de la section totale	84
FigureVIII.8. Courbe convergence-confinement et assemblage.....	88
FigureVIII.9. Courbe caractéristique de convergence de terra	91
FigureVIII.10. Courbe caractéristique de confinement de soutènement.....	94
Figure VIII.11. Courbe convergence-confinement	95
Figure VIII.12. Exemple d'un maillage du logiciel Pl axis	96
Figure VIII.13. le phasage et Etape d'introduction de taux de déconfinement.....	98
Figure VIII.14. Le déplacement total de tunnel de texanna au PK 26+550 du tube à droite	99
Figure VIII.15. La contrainte totale de tunnel de texanna au PK 26+550 du tube à droite	100
Figure VIII.16. L'effort normal.....	101
Figure VIII.17. Le moment fléchissant	101
Figure VIII.18. L'effort tranchant	102
Figure IX.1 : Diagramme du moment fléchissant	105
Figure IX.2 : Diagramme de l'effort tranchant	105
Figure IX.3 : Diagramme de l'effort normal	105
Figure IX.4 : le ferrailage de la voute dans le cas sismique.....	111
Figure IX.5 : le ferrailage du pied droit dans le cas sismique.....	111

INTRODUCTION GENERALE

Les premiers ouvrages souterrains ont toujours existé dans la nature. L'homme se creusait des abris et des couloirs souterrains à l'image des cavernes naturelles, pour se protéger des intempéries et de multiples dangers. C'est à partir de ces connaissances primitives qu'il a développé son savoir-faire et se lança dans la construction d'ouvrage, de nos jours, de plus en plus complexes. Depuis le début, ces ouvrages exigent des dispositifs de soutènement et présente des dangers évidents (éboulements, fontis, enfouissement, inondation des chantiers etc...).

Malgré tous ces dangers, de nombreuses raisons ont poussé l'homme à utiliser de plus en plus l'espace souterrain. Les problèmes, tels que la rareté et la cherté des assiettes de construction dans les villes, la saturation des voies de circulation dans les agglomérations urbaines importantes, peuvent être souvent résolus, ou au moins réduits, par une solution souterraine: voirie souterraines, métro, réseaux divers.

Dans un environnement géologique et géotechnique parfois médiocre, le concepteur doit non seulement s'assurer de la stabilité propre de l'ouvrage, mais également évaluer l'incidence des choix de tracé et des techniques de réalisation. L'étude et la réalisation des ouvrages souterrains (tunnel) profonds et semi-profonds sous l'action des charges statiques a connu un essor considérable durant ces six dernières décennies ou De nombreux développements technologiques sont apparus tout en permettant de classer le massif rocheux et de calculer et de modéliser d'une façon aussi satisfaisante l'interaction terrain soutènements.

Ce travail de fin d'études d'ingénieur a eu pour sujet l'étude d'une section du tunnel autoroutier de Texanna, sur la pénétrante reliant le port de Jijel à l'autoroute est-ouest, à El Eulma (Sétif).

Dans ce travail nous avons particulièrement réalisé les tâches suivantes :

- calculé les charges et contraintes naturelles mises en jeu,
- vérifié la bonne tenue du soutènement provisoire à l'aide de Robot 2018
- vérifié les efforts et les déplacements à l'aide du logiciel Plaxis,
- calculs de conception géométrique du tunnel
- calculé le revêtement définitif et vérifié sa bonne tenue dans les deux cas statique et dynamique

Dans l'organisation de ce mémoire nous avons commencé par une recherche bibliographique sur les méthodes récentes traitant des calculs de stabilité du front de taille dans un tunnel en construction accommodée d'une introduction générale sur les ouvrages souterrains. Ce travail a été rassemblé dans le premier chapitre destiné au thème de Master.

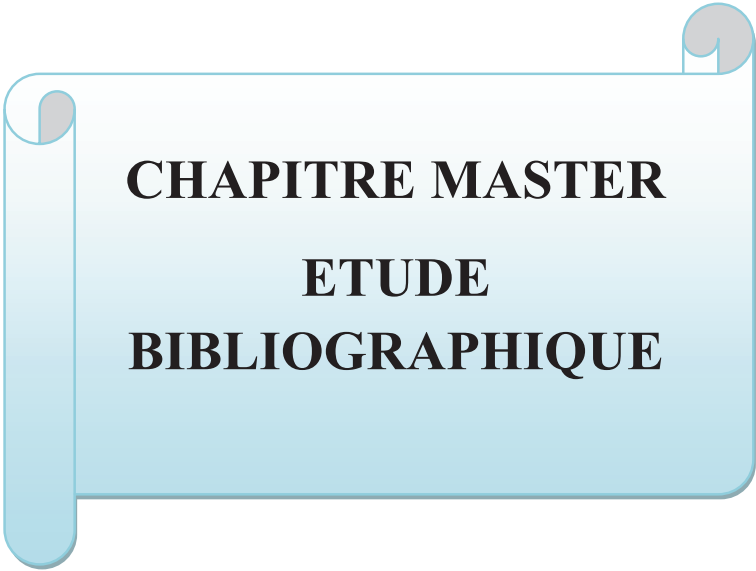
Dans la suite nous avons présentés les études géologiques et géotechniques qui résument les paramètres tels que la nature des terrains rencontrés et leurs caractéristiques géologiques et géotechniques importantes.

Ce chapitre a ouvert la voie aux différentes méthodes de classification des massifs rocheux que nous avons passé en revue et défini les différentes classes de roches rencontrées le long du tunnel.

Le calcul des charges a été traité dans un chapitre à part suivi d'un chapitre de conception géométrique. La vérification du soutènement provisoire choisi à l'aide du logiciel Robot ainsi que l'application de la méthode convergence confinement et la modélisation du tunnel sous Plaxis ont rassemblé dans un seul chapitre 8. Le dernier chapitre a été consacré au calcul du revêtement définitif du tunnel étudié.



CHAPITRE I



**CHAPITRE MASTER
ETUDE
BIBLIOGRAPHIQUE**

I.1. INTRODUCTION

L'effondrement du front de taille lors du creusement d'un tunnel peut avoir de graves conséquences à la fois humaines et financières.

La stabilité du front de creusement est en relation directe avec les conditions géologiques, géotechniques, hydrogéologiques, la couverture, le site et la méthode de réalisation.

Actuellement, avec le développement des tunnels à grande section en terrain meuble les ingénieurs se sont amenés à utiliser des méthodes de creusement moins risquées en matière de stabilité du front de taille.

L'analyse de la stabilité du front de taille peut s'avérer beaucoup plus importante que les parois du tunnels car :

- Les conditions géotechniques du front de taille sont en changement permanent du fait de l'avancement quotidien du creusement, ce qui n'est pas le cas des parois.
- Souvent le front de taille ne peut pas être équipé de soutènement provisoire important car il est lieu en permanence de travaux de creusement
- L'effondrement du front de taille risque de causer l'irréparable c'est-à-dire la perte de tout le tunnel, ce qui n'est nécessairement le cas des parois qui peuvent souvent être réparées.

Les approches d'évaluation de la tenue d'un front de taille suivent la même évolution que celle des calculs en section transversale. Selon (clouterre II, 2002) [1]. La stabilité du front est vérifiée dans deux cas:

- dans les tunnels sous état de contrainte élevé et en milieu non urbanisé.
- dans les tunnels en milieu urbain.

Le confinement ou le renforcement du front sont alors un moyen de contrôle des déformations induites sur l'environnement.

I.2. LA STABILITE DU FRONT DE TAILLE D'UN TUNNEL

L'effondrement du front de taille lors du creusement d'un tunnel peut avoir de graves conséquences à la fois humaines et financières. La détermination de différentes méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille des tunnels. De nombreux auteurs se sont penchés sur le problème sous un angle expérimental pour le sol frottant ou sol purement cohérent sol parmi c'est auteurs on site:

- TERZAGHI (1955)
- LECA et DORMIEUX (1990)
- WONG et .al (1999)
- MOLLON (2010)

Dans ce chapitre nous présentons une étude bibliographique des différentes méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille proposé par les chercheurs cité ci-dessus :

I.2.1. METHODE DE TERZAGHI (1955)

En générale cette méthode repose sur des hypothèses que Le massif de sol repose sur une zone rigide, ayant une ouverture de largeur B. Les surfaces de glissement simplifiées sont verticales et se développent entre les extrémités de l'ouvrage et la surface. La résistance au cisaillement du sol est caractérisée par le critère de MOHR-COULOMB, qui s'écrit :

$$\tau_{max} = C + \sigma^* \tan(\varphi) \quad (1)$$

Où :

- C : désigne la cohésion du sol
- φ : son angle de frottement interne
- τ_{max} : le cisaillement maximal mobilisable à la rupture

TERZAGHI note qu'un état de poussée indiquant un début de rupture par cisaillement, Ceci conduit à considérer que les surfaces de glissement sont des plans issus de la base de l'ouvrage et inclinés d'un angle de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ par rapport à l'horizontale.

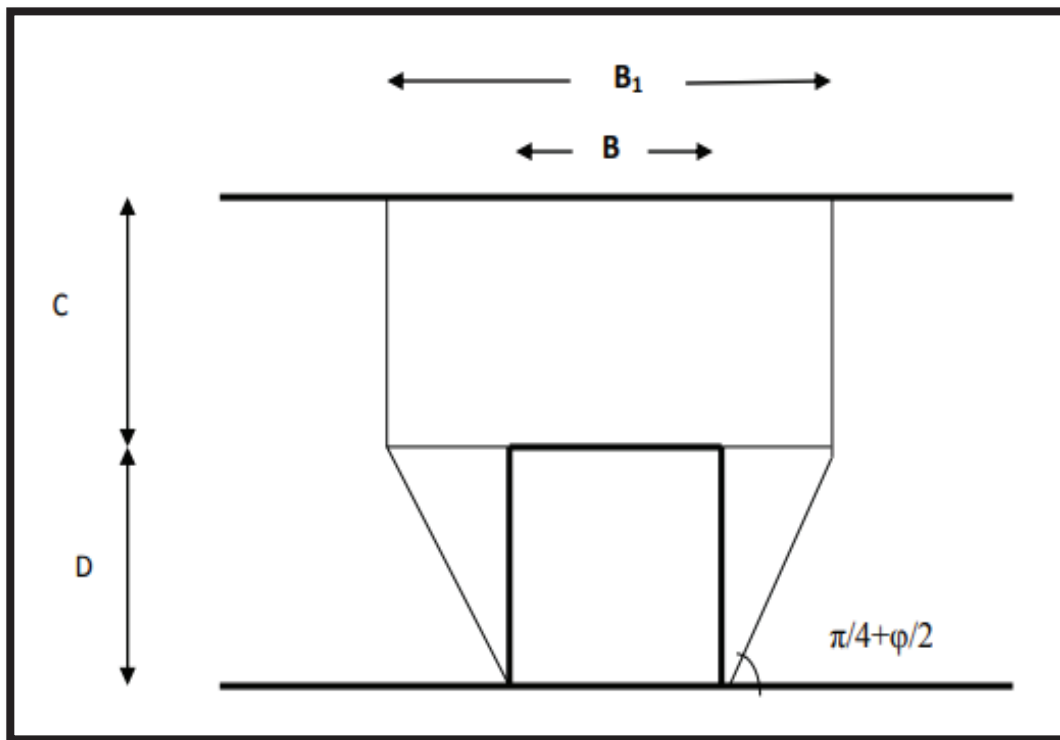


Figure I.1. Mécanisme de la méthode de TERZAGHI

Selon TERZAGHI, l'expression de la pression à exercer sur le toit du tunnel pour garantir sa stabilité est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_T = B_1 \left(\gamma - \frac{2C}{B_1} \right) K_a + \sigma_s * K_b \quad (2)$$

Où :

- K_a : la sensibilité de σ_T à la profondeur relative
- K_b : la sensibilité à l'angle de frottement du sol
- B_1 : largeur à la surface de la zone de TERZAGHI qui égale à $(B + 2D \tan(\pi/4 - \varphi/2))$
- C : désigne la cohésion du sol
- γ : le poids volumique du sol
- σ_s : la surcharge éventuelle (uniformément distribuée) en surface

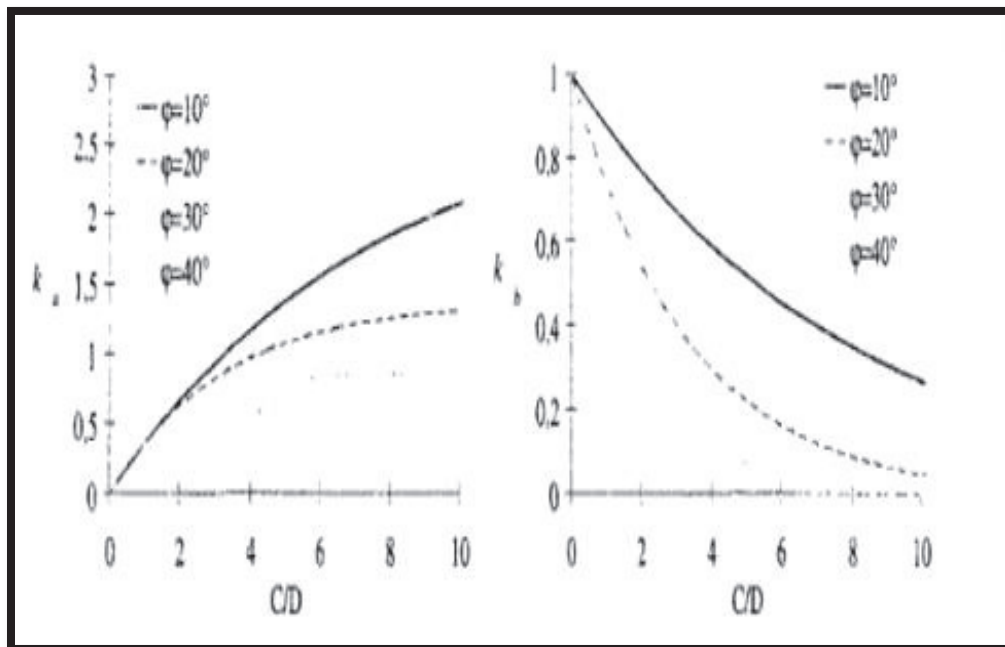


Figure I.2. Evaluation des coefficients K_a et K_b dans le cas d'un tunnel carré

On remarque que le coefficient K_a diminue à mesure que l'angle de frottement augmente et se stabilise pour les valeurs de C/D (la couverture/diamètre de tunnel) les plus élevées et que l'influence de la charge distribuée en surface diminue avec l'augmentation de la profondeur.

I.2.2. LECA ET DORMIEUX (1990)

C'est la méthode qui traite la stabilité du front de taille d'un tunnel en milieu cohérent. Selon LECA et DORMIEUX, il existe plusieurs mécanismes possibles pour une galerie sous-terrainne de rupture du front de taille qui sont regroupés dans deux grandes familles :

- Mécanismes de rupture globale
- Mécanismes de rupture locale

La donnée du poids volumique γ du sol, supposé homogène dans tout le massif achève de définir la sollicitation considérée. Les capacités de résistance du terrain sont supposées homogènes et isotropes (Leca & Dormieux, 1992)[3].

I.2.2.1. MECANISME DE REPTURE GLOBALE

Dans cette section LECA et DORMIEUX ont estimé le phénomène de déformation de la globalité du massif de tunnel dans 5 Mécanismes de rupture globale qui diffèrent entre elles en composition d'unités de blocs, soit cylindriques, toriques ou coniques avec angles des angles préciser

I.2.2.2. MECANISME DE REPTURE LOCALE

Selon LECA et DORMIEUX: pour étudier la stabilité locale du front de taille d'un tunnel en milieu cohérent ; le mécanisme imaginé par DAVIS et al (1980) (mécanisme M05 du Mécanismes de rupture globale) correspond au mouvement de rotation d'une calotte sphérique centrée en un point Ω de l'axe du tunnel (défini par l'angle d'ouverture α) et s'appuyant sur la circonférence du front de taille.

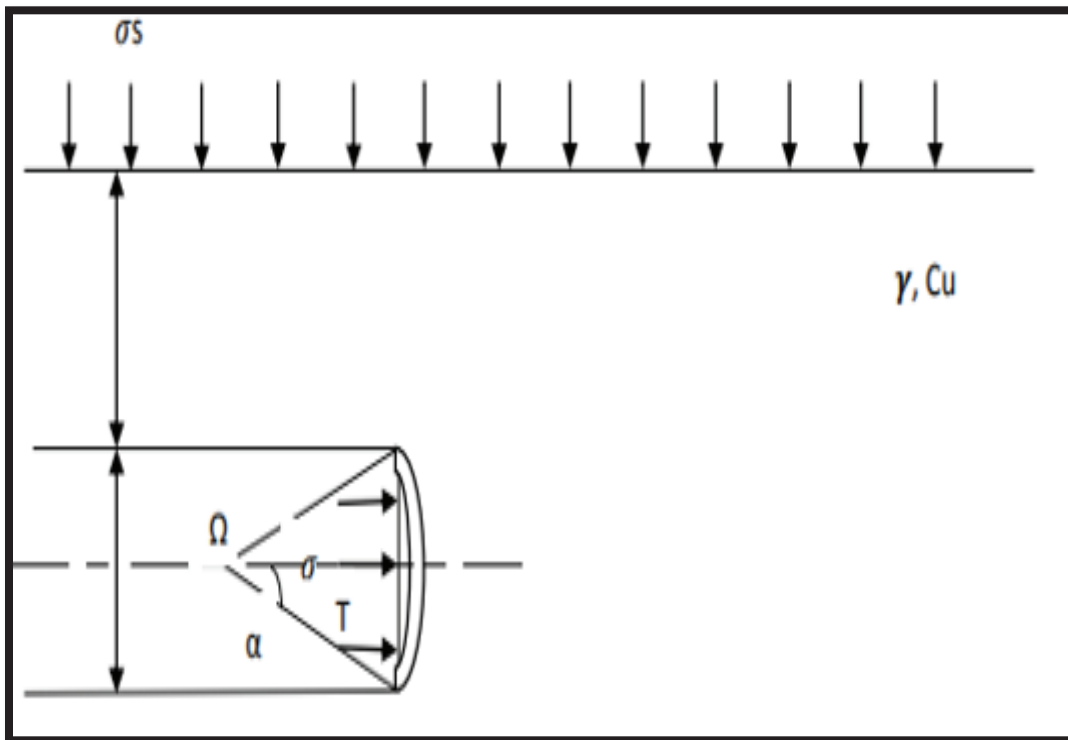


Figure I.3. Modèle de Mécanismes de rupture locale

La condition de stabilité locale la plus restrictive se met sous la forme d'un majorant de la valeur extrême du rapport $\frac{\gamma^*D}{C_u}$, donc une majoration de diamètre du tunnel.

Ou $\frac{\gamma^*D}{C_u} \leq 10.96$ est la meilleure borne donnée par la littérature.

Avec D est le diamètre du tunnel, C_u est la cohésion et γ est le poids volumique du sol (Leca & Dormieux, 1992)[3].

LE MECANISME M06 :

On considère un arc de tore Π d'axe perpendiculaire au plan de symétrie O_{XY} de l'ouvrage, passant par la clé C du tunnel dans le plan du front de taille (voir mécanisme M06, Figure I.5.). Le tore est engendré par la rotation autour de l'axe C_Z d'un disque de rayon R ; le centre du disque décrit autour de C_Z un arc de cercle de rayon R et d'ouverture α . On fait l'hypothèse que l'arc de tore ne débouche pas à la surface du massif.

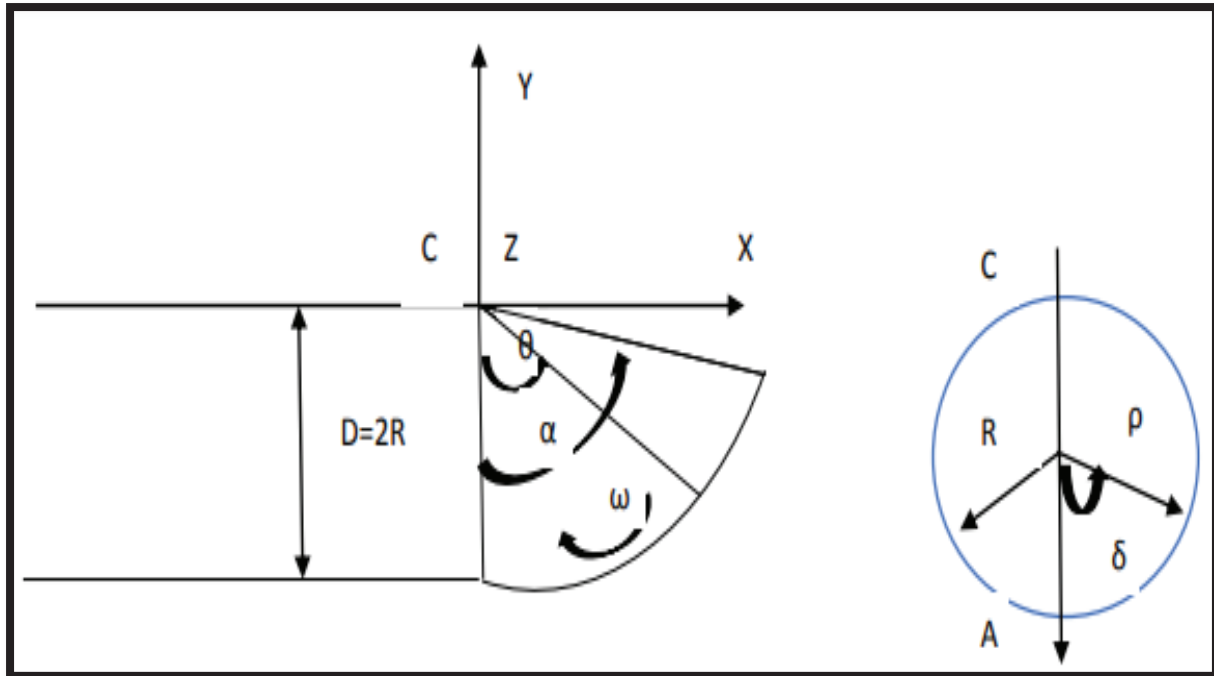


Figure I.4. Mécanisme M06 issue de la revue française Géotechnique. N° 61, pp. 5-16 décembre 1992)

Les recherches de LECA et DORMIEUX ont données come résultats sur la stabilité du front de taille sous la forme d'une borne supérieur et inférieure.

$$Q_T^+ = N_S^+ * Q_S + N_Y^+ * Q_Y \quad (3)$$

$$Q_T^- = N_S^- * Q_S + N_Y^- * Q_Y \quad (4)$$

Où :

$$Q_S = (K_p - 1) * \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \text{ Et } Q_Y = (K_p - 1) * \frac{\gamma_D}{\sigma_c} + 1 \quad (5)$$

Avec K_p est le coefficient de butée, σ_c est la résistance en compression du matériau, σ_s sont les surcharges éventuelle sur la surface et γ_D est le poids volumique sec N_Y résultent de la minimisation des mécanismes proposés par Leca et Dormieux pour la borne supérieure. La figure suivante donne les valeurs des coefficients N_Y^+ et N_S^+ en fonction du rapport (C/D) représenter dans la figure suivante.

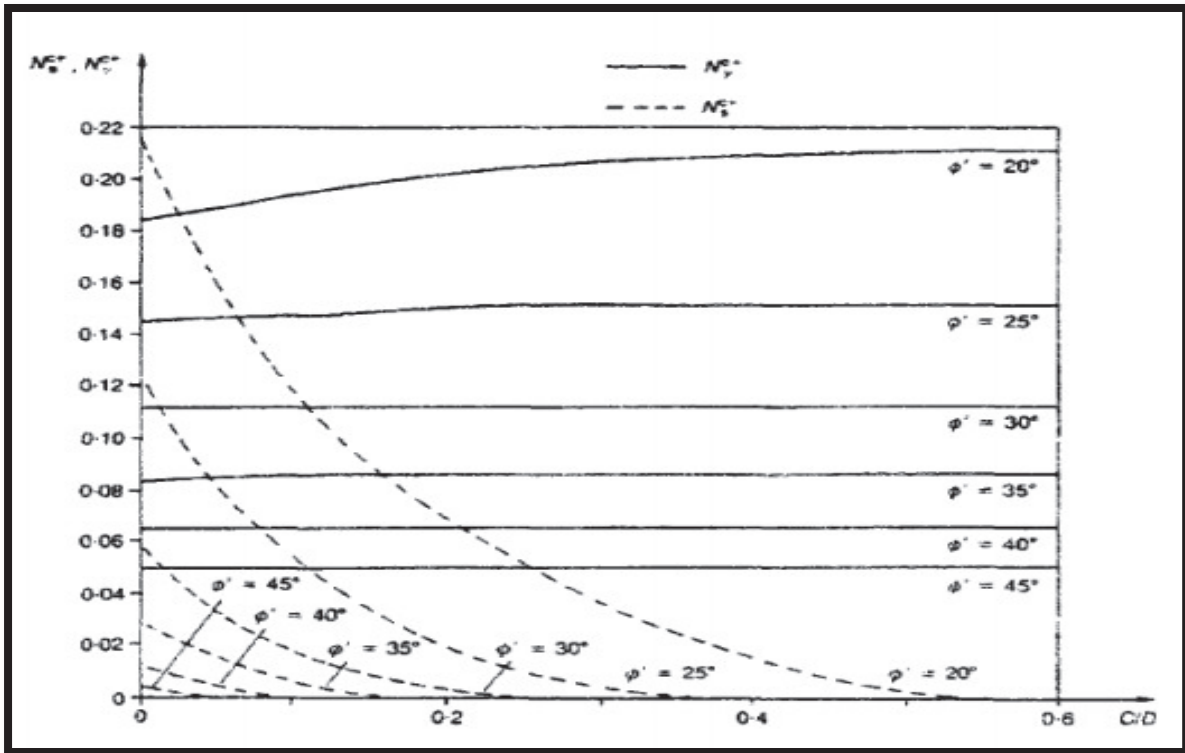


Figure 1.5. Coefficients N_γ^+ et N_c^+ de la méthode de Leca et Dormieux

I.2.2.3. LA NOTION DE FACTEUR DE CHARGE

Les auteurs LECA ET DORMIEUX proposent de construire et de tester ces mécanismes de rupture en utilisant le facteur de stabilité. Pour chaque mécanisme avec une condition nécessaire de stabilité est obtenue en écrivant que la puissance P_{ext} des efforts extérieurs dans le mécanisme considéré ne peut excéder la puissance résistante maximale P_{max} correspondante : $P_{ext} \leq P_{max}$. L'expression de ce facteur est :

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma_h - \sigma_T}{C_u} \quad (6)$$

Où :

- N : le facteur de stabilité
- σ_s : la surcharge éventuelle sur la surface
- γ_h : le poids volumique humide
- C_u : la cohésion du sol
- σ_T : la contrainte totale du sol appliqué sur l'ouvrage sous-terrain

I.2.3. WONG ET AL. (1999)

Wong et al. (1999) ont développé une méthode analytique permettant, à partir d'un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, une analyse en contraintes-déformations avec la possibilité supplémentaire de tenir compte d'un renforcement par boulons.

Cette méthode, que nous appellerons dans la suite le modèle "Extrusion", a été intégrée dans le logiciel TunRen4 ; elle permet de disposer d'un outil simple d'utilisation, donnant ainsi à l'ingénieur la possibilité d'analyser les problèmes liés à la stabilité et aux déformations du front de taille d'un tunnel, en état naturel et avec renforcement ou confinement du front (WONG, TROMPILLE, & DIAS, 1999)[4].

1.2.3.1. LE PRINCIPE DE CALCUL DU MODELE "EXTRUSION"

Le modèle "Extrusion", Comme pour la méthode convergence-confinement, diverses hypothèses simplificatrices sont nécessaires pour développer les formulations analytiques :

- Tunnel de section circulaire, correspondant à l'hypothèse de symétrie sphérique,
- Milieu infini, homogène et isotrope, ce qui limite en pratique l'utilisation à des tunnels relativement profonds et en terrain homogène,
- Champs de contraintes initiales uniforme, c'est à dire où l'on peut négliger le gradient de contraintes sur la hauteur du front.

à partir de ces derniers hypothèses simplificatrices, on peut faire une analyse en contraintes - déformations avec la vérification d'autres hypothèses spécifiques et modèles de comportement qui sont les suivants :

1. Symétrie sphérique du champ de contraintes-déformations : on considère l'état des contraintes et déformations est le même dans toutes les directions.
2. Principe de "déconfinement" : le problème revient à considérer une cavité sphérique sur la paroi de laquelle est appliquée une pression interne P décroissante depuis la pression géostatique σ_0 , jusqu'à 0 .
3. Lois de comportement du terrain : La tenue du front étant un problème "instantané", on utilise le critère de plasticité du sol est le critère de Tresca dans les sols fins.
4. Prise en compte du boulonnage: Soit pour le boulonnage axial ou le boulonnage radial des tunnels.

Le modèle Extrusion est un outil nettement plus simple pour évaluer la traction T_b dans les boulons ; dans la suite nous déterminerons la pression équivalente au front P_f à utiliser dans les modèles EF à partir de la traction T_b calculée par le modèle Extrusion (GUILLOUX, KAZMIERCZAK, & KURDTS, 2004)[2].

$$p_f = \text{MIN} \left(\frac{n \cdot A_b \cdot \sigma_b}{S}; \frac{n \cdot S_i \cdot \tau_{max}}{S} \right) \quad (7)$$

Avec :

- n : nombre total de boulons au front
- A_b : section d'un boulon,
- S : surface du front
- σ_b : Contrainte maximale en traction dans un boulon,
- τ_{max} : contrainte maximale de cisaillement à l'interfac e boulon/terrain,
- S_i : surface latérale totale de contact terrain-boulon

I.2.4. MOLLON

Guilhem Mollon a proposé deux mécanismes de ruine distincts pour les deux configurations de sol (sol purement cohérent, sol frottant), qui permettent de déterminer une borne inférieure rigoureuse de la pression d'équilibre limite σ_c (Mollon, 2010)[5].

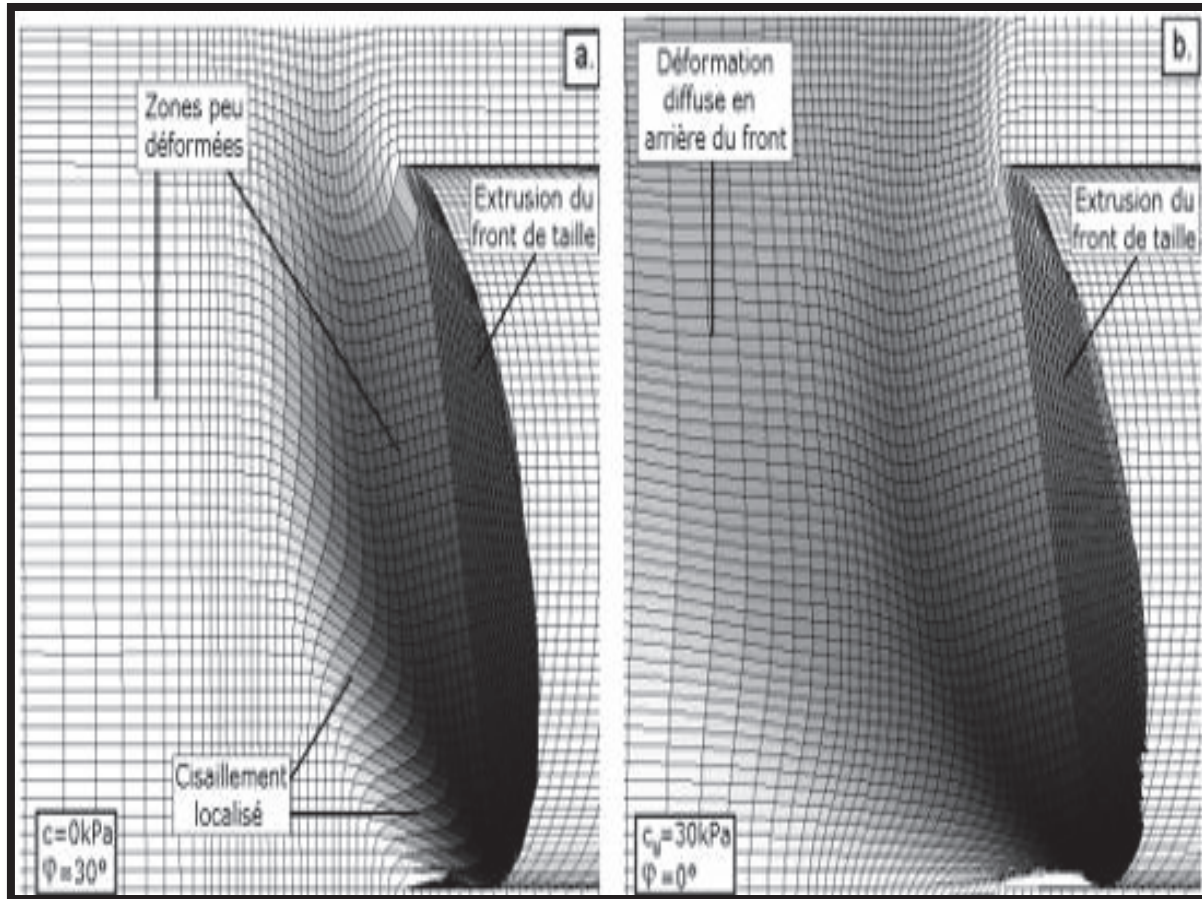


Figure I.6. Faciès de rupture du front en sol frottant(a)/sol purement cohérent(b)

Il considère un tunnel circulaire de diamètre D , surmonté d'une hauteur de couverture C , le sol suit une loi élasto-plastique (avec deux déformations élastique et plastique) parfaite avec un critère de plasticité de Mohr –Coulomb (spécialisé avec l'état de rupture avec cisaillement).

I.2.4. 1.MECANISME M1 D'EFFONDREMENT EN SOL FROTTANT

Cette section présente les principes généraux de la détermination de la pression critique d'effondrement par le mécanisme M1. Les données générales du problème sont résumées sur la Figure I.6. On considère un front de taille circulaire de diamètre D , surmonté d'une couverture C , dans un sol pesant (γ), frottant (φ), avec ou sans cohésion (c). Le centre, le pied, et la clé du tunnel sont notés E, B, et A respectivement.

Un bloc unique en rotation autour d'un point O est considéré, et on fait l'hypothèse que la projection de ce bloc sur le plan vertical du tunnel est délimitée par deux spirales logarithmiques (issues de A et B, de paramètre $\tan(\varphi)$ et de centre O), qui se rencontrent en F (Figure I.6.). Tous les points du mécanisme peuvent être exprimés à partir du point O par trois coordonnées (x, r, β) .

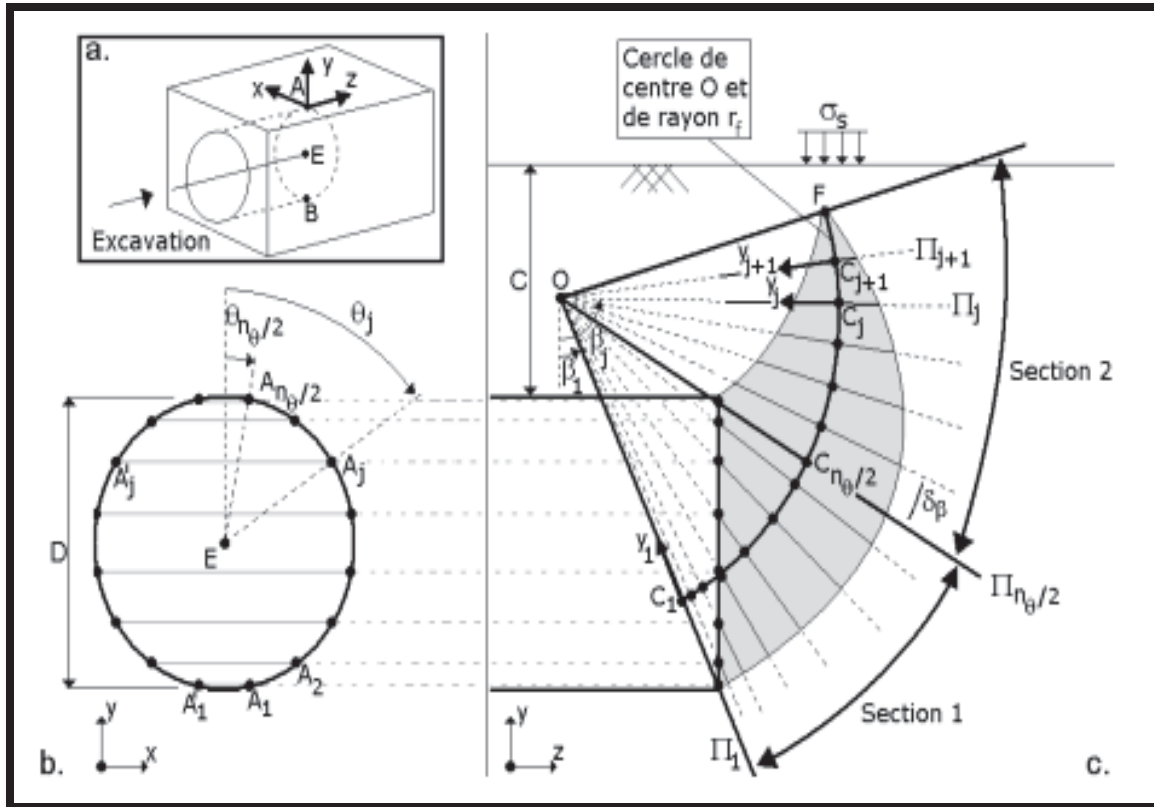


Figure I.7. Génération de la surface extérieure du mécanisme M1

Il est donc possible après générer les points correspondants dans le plan Π_{j+1} d'après Π_j de déterminer les coordonnées des points P_{i+j} de la surface extérieure du mécanisme et de générer les points du mécanisme et de déterminer la pression d'équilibre correspondante :

$$\sigma_u = \gamma * D * N_Y - c * N_C + \sigma_s * N_S \tag{8}$$

Dans l'expression précédente

- γ : le poids du sol
- c : la cohésion du sol

N_Y , N_C , et N_S sont des termes adimensionnels, fonctions de rE/D , βE , C/D , et φ . La meilleure borne inférieure de la pression d'effondrement que le mécanisme peut proposer est appelée σ_c , et s'obtient par maximisation de σ_u par rapport aux deux paramètres, la Figure (I.7) Présente l'allure de la surface de rupture critique pour $\varphi=30^\circ$ et sa discrétisation spatiale.

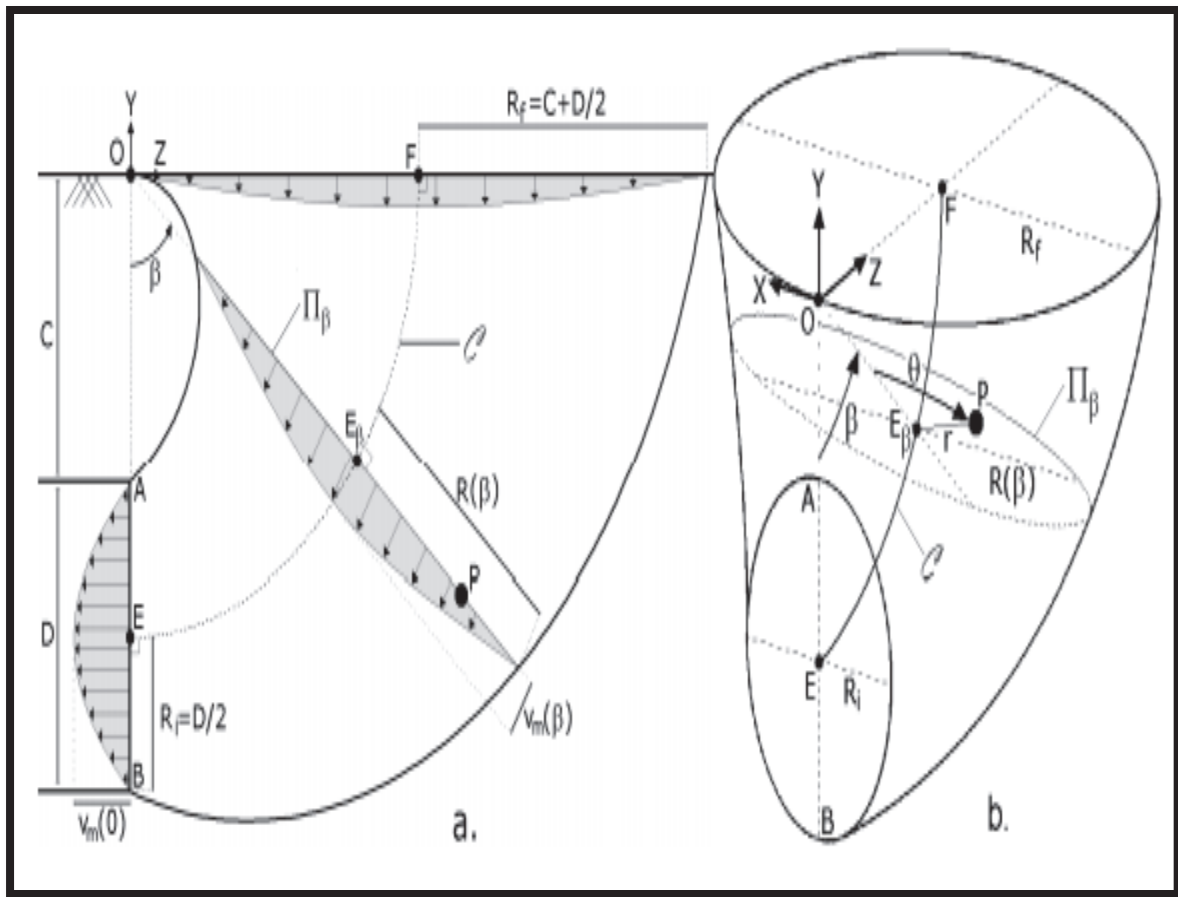


Figure I.8. Allure du mécanisme M1 pour $D=10\text{m}$, $\phi=30^\circ$ et $c=0\text{kPa}$

I.2.4. 2.MECANISME M2 D'EFFONDREMENT EN SOL COHERENT

Le mécanisme M2 s'applique uniquement à la rupture du front en sol purement cohérent, muni d'une cohésion non drainée c_u . On considère cette fois le point O (projection du centre E du front sur la surface du sol) comme centre de rotation du mécanisme (Figure I.8).

Pour le calcul de la pression d'effondrement, on retrouve après quelques simplifications l'expression classique pour un sol purement cohérent C_u la cohésion non-drainer, où N égale à C/D est un nombre adimensionnel fonction de:

$$\sigma_c = \gamma \left(C + \frac{D}{2} \right) - C_u * N + \sigma_s \quad (9)$$

Où :

- γ : le poids volumique de sol
- σ_s : la surcharge éventuelle (uniformément distribuée) en surface

Contrairement au mécanisme M1, le calcul de σ_c par le mécanisme M2 ne dépend pas de paramètres géométriques variables et ne nécessite pas d'optimisation.

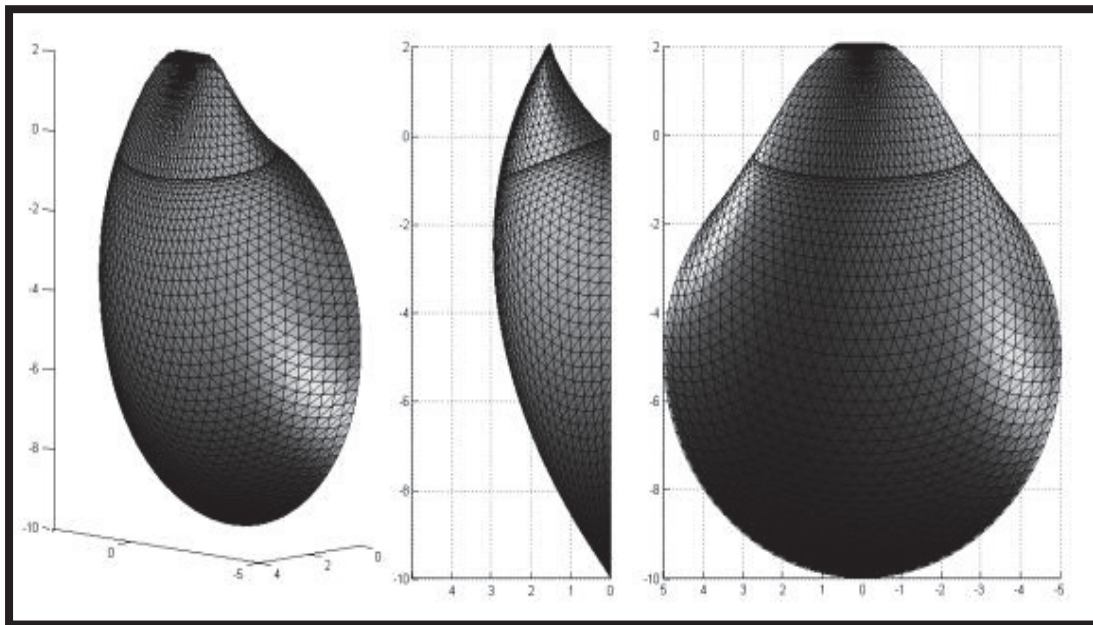


Figure I.9. Mécanisme M2 Allure de $v\beta$ dans le plan $X=0$; b. vue 3D

I.3. CONCLUSION

Dans ce présent chapitre on a mentionné les différentes méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille des tunnels proposé par plusieurs auteurs ou on peut constater la grande évolution de techniques de calcul avec la transition remarquable grâce à la modélisation avec les éléments finis.

Dans le prochain tableau nous allons donner une comparaison entre les différentes méthodes déjà cités au-dessus :

Tableau.I.1. Comparaison entre les différentes méthodes

	Méthode de TERZAGHI	Méthode de LECA et DORMIEUX	Méthode de WONG et .al	Méthode de MOLLON
L'année	1955	1990	1999	2010
Recherche sur le sol	Cohérent Et frottant	Cohérent	Cohérent Et frottant	Purement Cohérent Ou purement Frottant
Méthodes utilisés	.Méthode empirique	Méthode analytique	Méthode analytique et numérique	Méthode analytique et numérique
Résultats de recherche	l'expression de la pression à exercer sur le toit du tunnel pour garantir sa stabilité	L'expression des bornes de la stabilité du front de taille	L'expression de la pression équivalente au front	L'expression de la pression d'effondrement



CHAPITRE II



GENERALITE

SUR

LES TUNNELS

II.1 INTRODUCTION

L'extension des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction des tunnels. Aller en souterrain s'avère la solution optimale de point de vue urbanistique pour offrir de l'espace et contribuer à la croissante urbaine. Mais le souterrain donne souvent des problèmes aux ingénieurs de Génie Civil car la mission est périlleuse.

II.2 HISTORIQUE DES OUVRAGES SOUTERRAINS

Les travaux souterrains ont toujours été difficiles et dangereux, mais cela n'a pas empêché l'homme de se lancer, très tôt, dans cette aventure. Les découvertes d'excavations remontant à la plus haute antiquité, témoignent des abris et des galérais souterrains servant de protection contre les intempéries et les multiples dangers.

Les premiers travaux souterrains, recensés remontent à l'époque des Babyloniens, ou un tunnel avait été construit, il y a quatre mille ans en Mésopotamie passant sous L'Euphrate, ayant une section de 3.60-4.50 mètres, sur une longueur de plus d'un kilomètre, reliant le palais de Babylone au temple de Jupiter.

La construction des tunnels trouve aussi son origine, dans les civilisations d'Egypte, de la Grèce et de Rome. Parmi eux le plus fameux est le tunnel aqueduc en 350 avant J.C par Epalions dans l'île grecque de Samos et le plus remarquable tunnel de Pouzzoles : Construit par les romains en 37 après. J.C, de longueur de 900 m, largeur de 7.5m et d'une hauteur de 9m. A cette époque, certains ouvrages exceptionnels, comme les abris et les couloirs naturels, ont été utilisés pour répondre aux besoins d'irrigation et d'alimentation des villes en eau.

Lorsqu'il fallait creuser dans la roche dure, il leur arriver de chauffer et dilater cette dernière à l'aide du feu, puis l'amener à un refroidissement brutal pour la faire éclater sous le choc thermique. Au cours du Moyen-âge les modes de creusement et de soutènement sont restés toujours analogues à ceux de l'antiquité.

Il fallait attendre les 18^{ème} et 19^{ème} siècles pour que les techniques de construction souterraine connaissent un véritable essor, avec le développement industriel et l'évolution des moyens de transports à travers le métro. De cette époque encore, date le grand égout circulaire de Paris, de longueur de 6128 m et hauteur de 2 m, ils ont été achevés en 1740. La première ligne de métro (abréviation du métropolitain) a été inaugurée à Londres en 1863[14].

II.3 PRINCIPAUX TYPES DES TUNNELS

Un tunnel est une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route, chemin piétonnier). On peut classer comme tunnels les grands ouvrages hydrauliques souterrains, tels que les aqueducs, collecteurs et émissaires destinés soit à l'amenée, soit à l'évacuation des eaux et certaines conduites établies en liaison avec les barrages et usines hydro-électriques, Il existe plusieurs paramètres de classification des tunnels.

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

II.3.1. LES TUNNEL DE COMMUNICATION

Parmi lesquels :

- Les tunnels routiers
- Les tunnels ferroviaires
- Les tunnels de navigation (voir la figure II.1)



Tunnel autoroutière

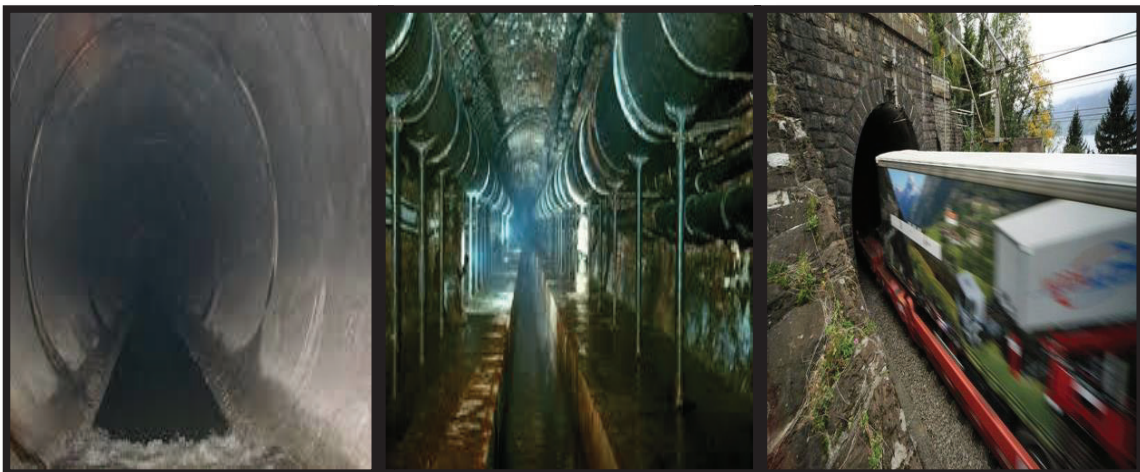
Tunnel ferroviaire

Tunnel de canalisation

Figure II.1. Tunnels de communication

II.3.2. LES TUNNELS DE TRANSPORT ET D'EVACUATION

- Galeries hydrauliques
- Galeries de canalisations
- Egouts (évacuation des eaux usées) (voir la figure II.2)



Galerie hydraulique

Egouts

marchandise

Figure II.2. Tunnels de transport et d'évacuation

II.3.3.LES TUNNELS ET CAVITES DE STOCKAGE

- Cavités souterraine
- Dépôts de stockage (industriel ou radioactif)
- Abris de défense civile au militaire (voir la figure II.3)



Abris

cavité souterraine

stockage industriel

Figure II.3. Tunnel et Cavité de stockage

B- Si l'on se réfère à leur mode d'exécution, on trouve :

- Tunnels ou cavités construits à ciel ouvert (tranchée couverte)
- Tunnels construits en terrain encaissant (à faible ou forte profondeur)
- Tunnels construits par éléments immergés (voir la figure II.4)



Tunnel a' ciel ouvert

tunnel par élément emmargés

Tunnel en terrain encaissant

Figure II.4. Tunnels selon mode d'exécution

C- Si l'on se réfère à la forme des ouvrages, on peut distinguer :

- Les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable
- Les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante.

II.4. TECHNIQUES DE CREUSEMENT

En fonction des caractéristiques de la roche, nous distinguons trois techniques de creusement :

II.4.1. CREUSEMENT A L'EXPLOSIF

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

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

On peut aussi bien travailler à section pleine qu'à section partielle (pour les sections importantes, les terrains médiocres, ou lorsque l'orientation des bancs est défavorable au tir par perforation horizontale). (Voir la figure II.5)

La séquence de tir prévoit normalement de faire sauter d'abord les charges situées au centre du front de taille, afin de dégager un bouchon, puis de faire sauter les charges de plus en plus périphériques avec un retard de quelques micro- secondes [6].

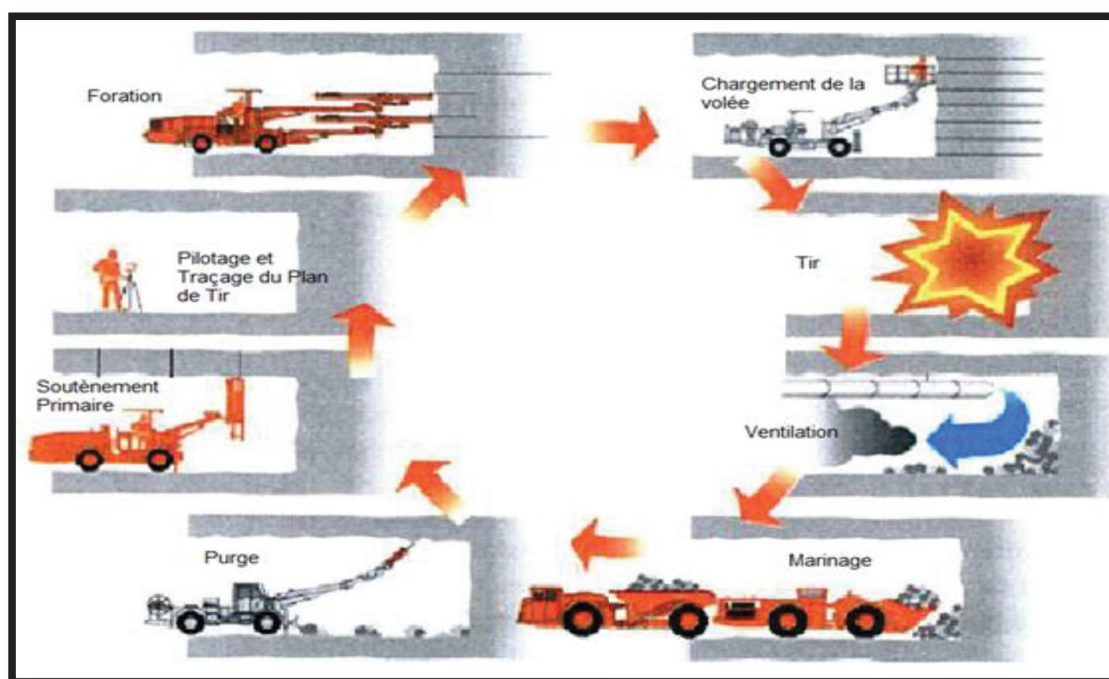


Figure II.5. Etapes de creusement à l'explosif

II.4 .2. LE CREUSEMENT MECANIQUE D'ATTAQUE PONCTUELLE

Le creusement mécanique utilisant des machines d'attaques ponctuelles est employé pour des tunnels de différentes sections complètes ou divisées. Cette technique est généralement consacrée aux travaux souterrains dans des roches moins dures. Les méthodes mécanisées peuvent être également utilisées dans presque toutes les natures de terrains à condition qu'ils soient relativement homogènes, Les caractéristiques des matériels varient considérablement en fonction des terrains, Les machines d'attaque ponctuelle disposent d'une plate-forme automotrice qui supporte un bras orientable équipé du système de forage. La machine est équipée également d'un dispositif d'évacuation des déblais. Ces machines sont soit des machines à attaque radiale ou des machines à attaque transversale. (voir la figure II.6)



Figure II.6. Machines à attaque ponctuelles

II.4 .3. CREUSEMENT AU TUNNELIER

Un tunnelier est une machine foreuse, conçue pour réaliser une cavité dans le terrain encaissant, en perturbant le moins possible son état d'équilibre naturel. On distingue trois Fonctions principales dans la mise en œuvre d'un tunnelier :

- Excavation
- Soutènement
- Marinage

Ces fonctions sont conçues pour répondre à deux objectifs principaux :

- L'avancement qui nécessite l'abattage du terrain au front de taille, l'évacuation des déblais et la propulsion de la machine à l'aide de vérins hydrauliques.
- La stabilisation qui est obtenue par le confinement du terrain au front et la mise en place d'un voussoir préfabriqué. (Voir la figure II.7)



Figure II.7. Machine à attaque globale

On distingue deux catégories de boucliers en fonction du mode de Soutènement utilisé :

1. Bouclier à front ouvert

Laissant le front visible et accessible, le front peut alors être attaqué sélectivement par un outils d'abattage tel qu'une fraise ou un bras excavateur équipé d'un godet de pelle, si nécessaire des interventions manuelles au front demeurent possible, Cependant, la stabilité du front de taille dans les terrains de tenue médiocre n'est a priori pas améliorée par ce type de boucliers, c'est pour cette raison que certains d'entre eux sont équipés de panneaux mobiles plaqués contre le front de taille, ce qui assure un blindage partiel du front. (Voir la figure II.9)

2. Les boucliers de type fermé

Le creusement est réalisé par un organe d'abattage. La progression est assurée par des vérins de poussée, La stabilité du front de taille n'est pas assurée [11], donc il faut le soutenir par une pression qui peut être appliquée au moyen de :

- Soit par l'air comprimé (bouclier à l'air comprimé)
- Soit par la roue de taille elle-même (pression mécanique)
- Soit par un liquide dense comme la boue bentonite (bouclier à pression de boue)
- Soit par le marinage (pression de terre) (voir la figure II.8)

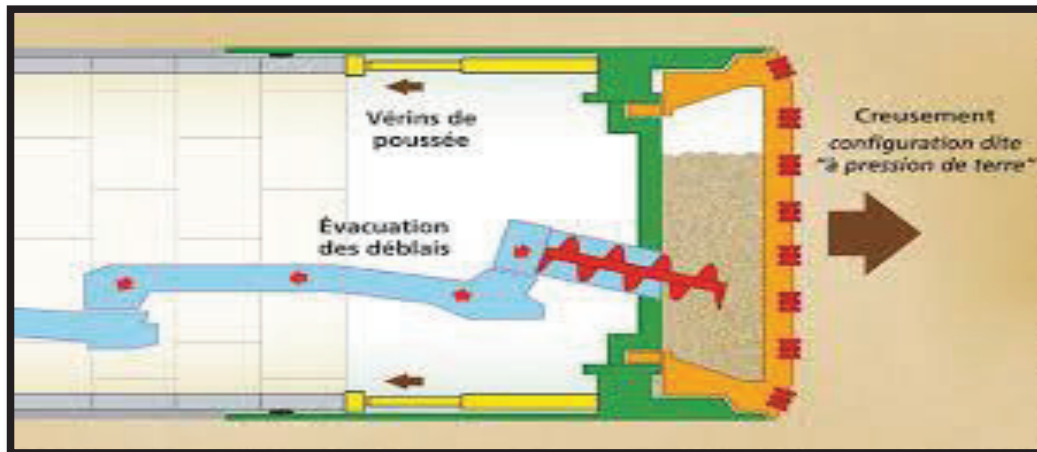


Figure II.8. Bouclier fermé (pression de terre)

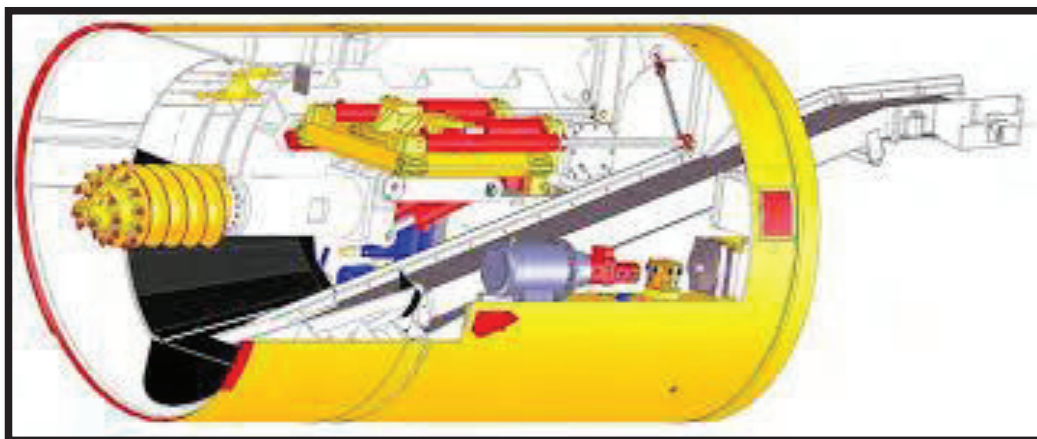


Figure II.9. Bouclier ouvert

II.5. DIFFERENTS MODES DE CONSTRUCTION

II.5.1. CREUSEMENT EN PLAINE SECTION

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois, Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusée dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue. Lorsque leur section n'est pas trop importante pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle.

Dans les tunnels de plus de 40 ou 50 m² de section. Elle nécessite de gros engins dont l'amortissement suppose en général des chantiers d'une certaine longueur (plusieurs kilomètres). (Voir la figure II.10)

Elle suppose d'autre part un bon terrain systématique, la mise en place des cintres métalliques a l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.



Figure II.10. Creusement en section pleine

Dans les tunnels plus faibles sections, elle est la Méthode d'exécution habituelle, tout au moins dans les terrains dans la tenue est suffisante pour permettre la mise en place du soutènement [6].

II.5.2. CREUSEMENT PAR DEMI SECTION SUPERIEURE

Cette méthode consiste excaver dans une première phase la demi section supérieure des tunnels suivant sa forme définitive. la hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu' 6m.

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

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

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

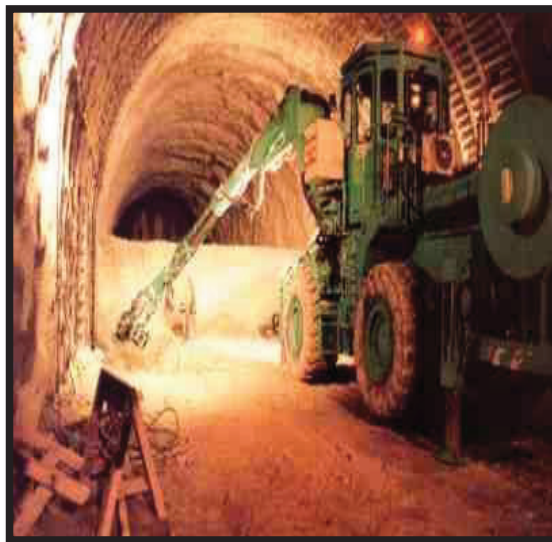


Figure II.11. Creusement par demi section

Pour les tunnels de grande dimension (plus de 40à 50m) un avantage notable de cette solution comparée au creusement en pleine section et sa souplesse d'exécution.

En demi section supérieure, elle permet de mieux maîtriser de problème de stabilité de l'excavation en terrain médiocre et de placer des cintres métalliques lorsqu'ils s'avèrent nécessaires, dans les conditions favorables.

II.5.3. CREUSEMENT EN SECTIONS DIVISEES

Cette méthode regroupe l'ensemble des méthodes de construction ou le creusement d'un tunnel est effectuée en plus de deux phases distinctes.

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

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

Le creusement en section divisée s'applique ainsi :

- Soit aux grandes excavations souterraines, dont la section est trop importante pour pouvoir être attaquée même par demi section supérieure avec les engins de terrassement habituels.
- Soit aux tunnels dans des mauvais terrains lorsque les autres méthodes de construction présentent des risque d'exécution ou conduisent à des tassements en surfaces inadmissibles (par exemples tunnels en site urbains sous faibles couverture).

La division de la section à excaver est fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire qui peut rester stable par elle-même avant mise en place du soutènement. La position par rapport au tunnel fini de la première galerie excavée ainsi que la succession Des phases d'excavations suivantes peuvent être très variées. Elles adaptées à la situation de l'ouvrage, a sa forme et au matériel disponibles. (Voir la figure II.12)

On trouvera ci-après une description générale et schématique de deux modes d'exécution caractéristique :

- Un mode de creusement possible consiste à creuser dans une première phase une galerie de faite en clé de voute, puis à l'élargir latéralement pour achever le demi-section supérieure de l'excavation finale. Le terrassement de la demi-section inférieure peut ensuite être réalisé par tranche horizontale à l'abri du soutènement de la voute.
- Une autre méthode consiste à commencer par deux galeries de base au niveau des piédroits pour constituer les appuis rigides du soutènement et permettre l'abattage ultérieure de l'ensemble de la section.

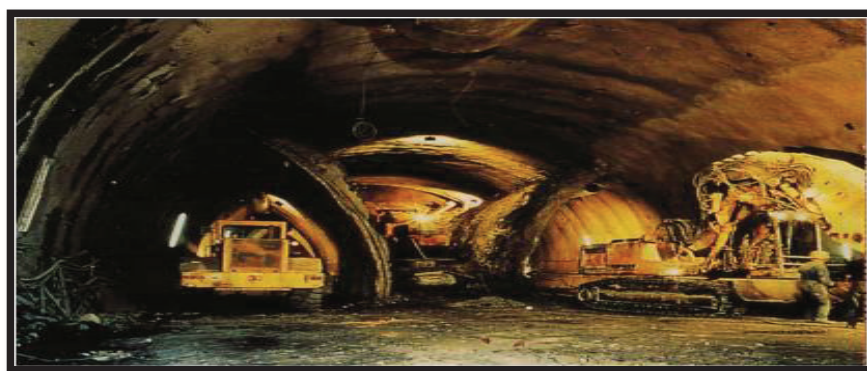


Figure II.12. Creusement en section divisée

II.6. SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

II.6.1. INTRODUCTION

La détermination du soutènement constitue l'un des éléments essentiels du projet et de l'exécution des tunnels. Il s'agit là d'un problème particulièrement complexe en raison de l'influence de très nombreux paramètres. Le choix d'un type de soutènement doit donc toujours être à la charge d'un ingénieur expérimenté, que ce soit pendant les études ou pendant les travaux.

II.6.2. CLASSIFICATION DES SOUTÈNEMENTS

- Soutènement exercé en appliquant une pression de confinement au sol environnant
- Soutènement exerçant à la fois une pression de confinement et agissant comme renfort du sol environnant
- Soutènement agissant comme supports
- Soutènement consolidant le sol en vue de modifier ses propriétés géotechniques et/ou hydrologiques

II.6.3. DIFFÉRENTS TYPES DE SOUTÈNEMENT

II.6.3.1. SOUTÈNEMENT PAR BOULONNAGE

Il existe deux types de principaux de boulons utilisés en travaux souterrains, les boulons à ancrage ponctuel et les boulons à ancrage répartie, (appelés couramment boulons à scellement continu ou ancrages) dans certains cas particuliers, on peut également utiliser les tirants d'ancrage précontraints [7].

A- Les boulons à ancrage ponctuel

Comportent une tige qui est tendue entre l'ancrage en fond de trou et la tête bloquée en parement. L'ancrage est couramment à ancrage à expansion constitué de deux demi-coquilles qui se bloquent au terrain en s'écartant. La mise en tension de boulons (précontrainte) est obtenue par serrage de l'écrou de tête. Pour procéder à une bonne mise en tension, emploi d'une clé dynamométrique est très souhaitable. (voir la figure II.13)

L'avantage majeur de ce type de boulon est que sa mise en œuvre rapide est son efficacité immédiate, il applique à la paroi une pression de confinement radial d'intensité connue, si bien que son mode de dimensionnement est relativement aisé.

Son efficacité ne se maintient cependant dans le temps que si l'ancrage ne glisse pas dans le trou. Aussi n'est-il pas utilisable dans les roches de faible résistance ou de façon permanente.

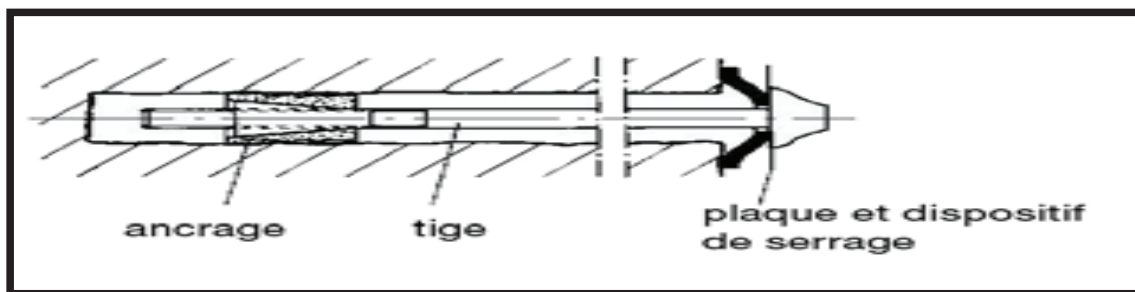


Figure II.13. Boulon à ancrage ponctuel

B- Les boulons à ancrage repartie

Les boulons à ancrage repartie sont constitués d'une tige métallique, soit lisse, soit crénelée, adhérant aux parois du trou sur toute sa longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement (mortier ou résine). Après la prise du produit de scellement, ils développent une force longitudinale appliquée dès la mise en serrage de la plaque et renforcée par l'effort de réaction exercé par la plaque. Par ce type d'ancrage, le boulonnage permet de remplir les rôles de suspension et de confinement. Il a l'avantage supplémentaire d'être bien adapté au rôle de renforcement. Les boulons à ancrage repartie sans scellement ont pour caractéristique d'adhérer aux parois du trou par contact direct sur toute la longueur du boulon. Ce contact est assuré soit par gonflement du boulon après mise en place, soit par enfoncement en force du boulon dans le trou. (voir la figure II.14)

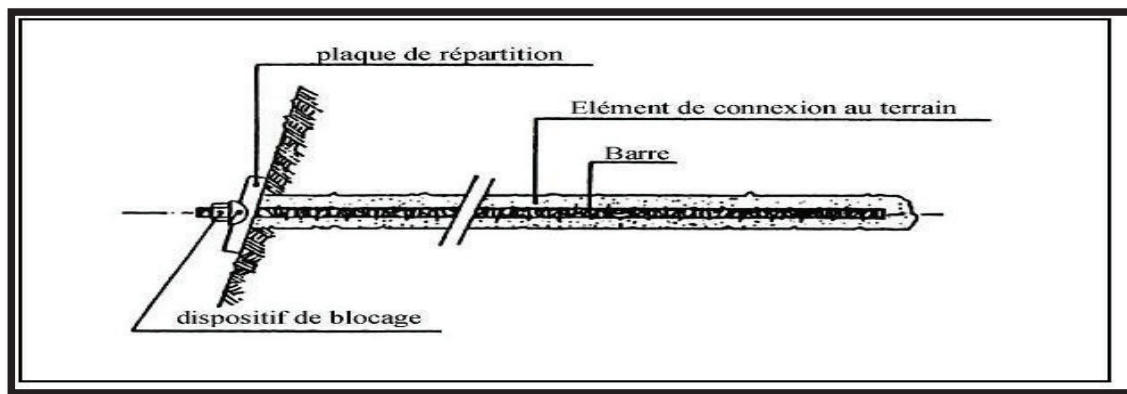


Figure II.14. Boulon à ancrage repartie

II.6.3.2. SOUTÈNEMENT PAR BETON PROJETÉ

Le soutènement par béton projeté, consiste à projeter sur les parois d'une excavation un béton, l'épaisseur de ce revêtement est généralement comprise entre 5 et 15 cm.

Le béton projeté est utilisé depuis longtemps dans les travaux de génie civil et les travaux miniers, On constate que son domaine d'utilisation traditionnel dans les mines est celui des terrains difficiles, de résistance mécanique très médiocre [7].

Le Rôle :

- Peau protectrice (Protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité)
- Peau résistante associée à des armatures (Le béton armé de treillis soudés)
- Anneau de structure (Ce type est également utilisé dans le renforcement des structures anciennes)

Méthodes de mise en place :

Il existe deux grandes techniques de projection :

- Par voie sèche : le produit est transporté dans le tuyau, sous flux dilué d'air comprimé, il est donc si ce n'est pas l'humidité naturelle des composants, l'eau n'est ajoutée qu'à l'extrémité de la lance. (Voir la figure II.15)
- Par voie mouillée : le produit est transporté mouillé dans le tuyau, l'eau ajoutée au malaxage comme un béton destiné à couler. (Voir la figure II.16)

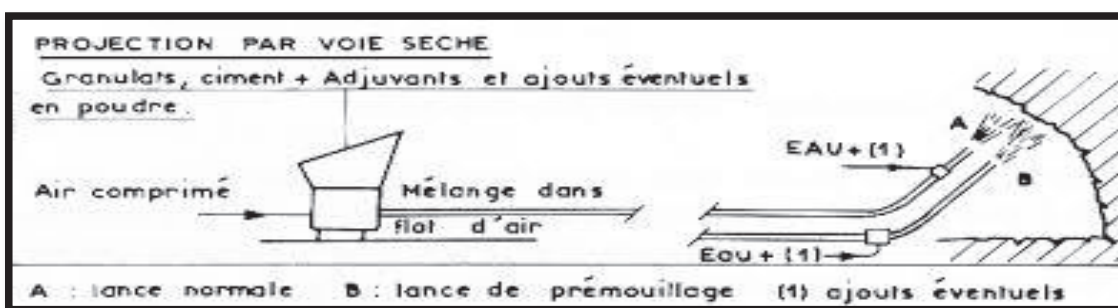


Figure II.15. Projection par voie sèche

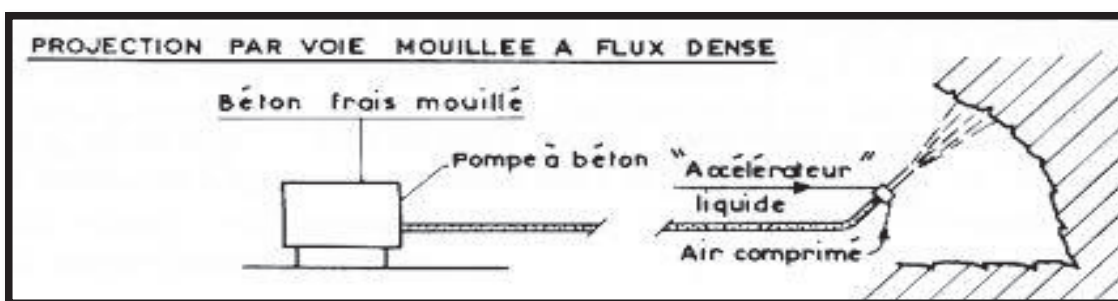


Figure II.16. Projection par voie mouillée

II.6.3.3. LE SOUTÈNEMENT PAR ANNEAUX INTERIEURS

Parmi les différents soutènements entrant dans cette catégorie on utilise plus fréquemment les cintres métalliques et les cintres en béton armé préfabriquée [6].

Le Rôle des cintres

- **Protection** : Protéger contre la chute de blocs. Ils sont destinés à assurer une protection provisoire du personnel.
- **Soutènement** : Ralentir les phénomènes de déformation et de convergence des parois avant la mise en place du revêtement définitif.
- **Renforcement** : consolider ou à restaurer les ouvrages anciens.

Types :

CINTRES METALLIQUE :

Les cintres utilisés sont maintenant le plus souvent métalliques, il existe de nombreux types des cintres métalliques, ils peuvent être classés en deux catégories en fonction du mode d'assemblage de leur élément et de leur comportement : (voir la figure II.17)

1. **Les cintres lourds** : Constitués de profilés courants, On utilise généralement les profilés courants du commerce, types IPN, IPE ou plus habituellement, HEA ou HEB, ou réticulés pour les soutènements en grande section, ils sont assemblés par éclissage ou par patins soudés perpendiculairement à chaque extrémité des éléments.
2. **Cintres léger** : Ces cintres présentent une capacité de portance limitée et une grande déformabilité, Ils sont d'un maniement beaucoup plus aisé que les cintres rigides et peuvent être utilisés à titre uniquement de protection ou constituer un véritable soutènement du terrain, On peut distinguer parmi les types de cintres métalliques légers les cintres coulissants, les profilés légers et les cintres en tôle pliée ou placardée.

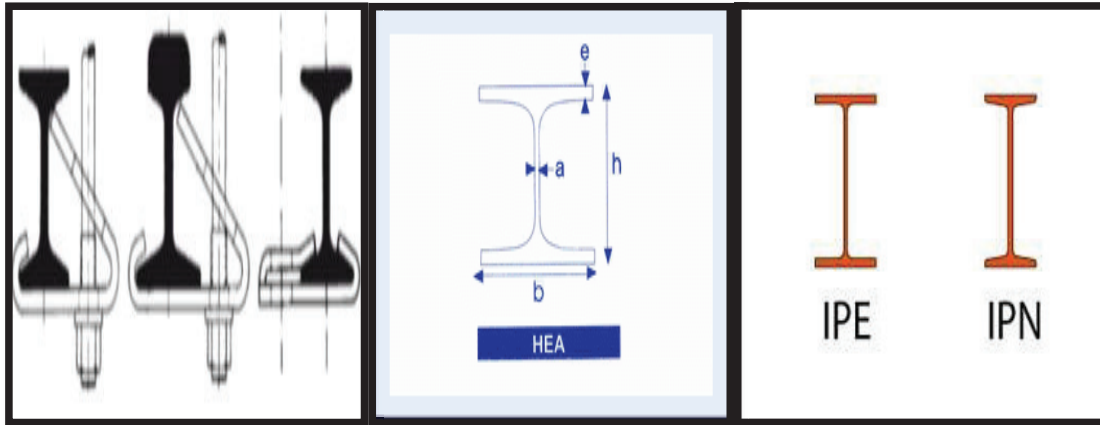


Figure II.17. Cintres métallique

LES CINTRES EN BETON ARME PREFABRIQUE :

L'emploi du béton préfabriqué, comme soutènement est extrêmement rare, due au poids élevé des éléments, à leurs difficultés d'assemblage et à leur incapacité à s'adapter aux irrégularités de la section creusée. (voir la figure II.18)



Figure II.18. Cintres en béton armé préfabriqué

II.7. REVETEMENT DEFINITIF

Le revêtement définitif est l'ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement pour assurer la stabilité définitive de l'ouvrage souterrain. Le revêtement constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel.

Le rôle

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

1. Lorsque le revêtement est mis en place rapidement à l'avancement, derrière un bouclier par exemple ou avant qu'un équilibre se soit instauré entre terrain et soutènement.
2. Lorsque le massif encaissant est affecté par un comportement différé très actif résultant du fluage, de contraintes d'origine tectonique ou du gonflement par exemple.
3. Lorsque 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, etc....
4. Lorsque le tunnel est implanté dans une zone sismique active.
5. Lorsque la charge hydraulique susceptible de s'exercer sur l'ouvrage définitif est très importante.

Types de revêtement

- Béton coffré non armé : Le revêtement en béton coffré armé, une solution est adoptée lorsque le revêtement est supposé reprendre une charge hydrostatique importante, dans le cas d'un étanchement total de l'ouvrage.
- Béton coffré armé : Il est généralement la meilleure solution technique et économique. Pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues.
- Béton projeté : Le béton projeté est rarement utilisé dans les ouvrages neufs mais contribue beaucoup à la réparation ou à la constitution des revêtements des tunnels anciens.
- Voûtes actives ; Voussoirs préfabriqués : ils sont utilisés en cas de réalisation d'un tunnel circulaire à l'aide d'un tunnelier, une variante consiste à employer des voussoirs métalliques ou du béton extrudé.

II.8. LES OUVRAGES CARACTERISTIQUES DES TUNNELS

II.8.1. ETANCHEITE

En général, entre le soutènement et le revêtement définitif en voûte, on place un film synthétique en PVC ou PE qui assure l'étanchéité partielle de l'ouvrage (étanchéité à l'extrados du revêtement). Il convient donc de prévoir un réseau de drains et d'assainissement en piédroits pour l'évacuation des eaux d'infiltration collectées par cette membrane protectrice. Dans certains cas, afin de ne pas perturber le réseau hydrologique local, une étanchéité totale – voûte et radier – est requise. Dans ce cas le tunnel devient un véritable sous-marin et le revêtement doit être capable de supporter des pressions hydrostatiques élevées.

Les revêtements en voussoirs préfabriqués peuvent être rendus étanches par des dispositions spéciales au droit des joints (grande précision de l'assemblage, produit d'étanchéité qui s'écrase sur toute la surface du joint, boudins d'étanchéité, injections).

II.8.2. DRAINAGE

Dans un tunnel en exploitation il est toujours nécessaire de prévoir le captage et l'évacuation des eaux d'assainissement provenant de la chaussée (pluie, lavage des piédroits) auxquelles peuvent s'ajouter le cas échéant des liquides provenant de déversements accidentels, Les dispositifs d'assainissement en tunnel ont pour objet de collecter les produits de ruissellement intérieurs dont la provenance est :

Normale : eaux de ruissellement entraînées par les véhicules par temps de pluie ou de neige, eaux de lavage des piédroits et des chaussées

Accidentelle : produits déversés sur la chaussée en cas d'accident

II.8.3. VENTILATION

La ventilation en tunnel a pour objectif, en situation normale d'exploitation, de maintenir la qualité de l'air au niveau requis. En cas d'incendie, elle a pour rôle de mettre les usagers à l'abri des fumées pour qu'ils puissent évacuer le tunnel et, dans un second temps, de permettre l'intervention des services de secours et de lutte contre l'incendie. La ventilation d'un tunnel constitue un système complexe, car il est dépendant du comportement aéraulique de l'ouvrage. Un tunnel est un tout, et tous ses éléments peuvent avoir une incidence sur les choix en matière de ventilation. En particulier, la longueur, le type de trafic, la façon dont est assurée l'exploitation ont une influence déterminante.

II.9. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté des aspects généraux sur les constructions souterraines, et ceci en exposant les principaux types des tunnels ainsi que les différents modes de creusement et ceci afin d'avoir une idée sur ces différentes techniques, et les différentes modes de soutènement et revêtement essentiels pour le renforcement du tunnel.



CHAPITRE III



**PRESENTATION
DU
PROJET**

III.1. INTRODUCTION

Le schéma directeur national du ministère des travaux publics développé par Algérienne des autoroutes ADA a pour objectif de moderniser le réseau routier de l'Algérie et réaliser les axes routiers qui structurent le territoire et contribueront au développement du pays. (Voir Figure III. 1)



Figure III. 1. Le réseau routier en Algérie

Ce présent chapitre contient les informations de projet du tunnel de Jijel planifié dans le cadre du projet 'Pénétrante Autoroutière Reliant Le Port De Djen Djen À L'autoroute Est-Ouest', au niveau de l'Aalma.

III.2. OBJET DE L'ETUDE

Ce présent rapport est établi afin de justifier les différents résultats tenus dans la phase d'étude et de conception du tunnel, tout en présentant la structure géologique-géotechnique du tunnel qui sera dans le cadre du projet 'Pénétrante Autoroutière Reliant Le Port De Djen Djen à L'autoroute Est-Ouest', de déterminer les paramètres des masses de rocher et le système de soutien du tunnel qui le convient.

III.3. LIEU ET CARACTERISTIQUE DU TRACE

La zone de Texanna est caractérisée par un relief fortement accidentée, cela est dû à la présence de montagnes abruptes et de nombreux oueds qui la transverses (Figure III.2). Les montagnes se présentent en deux chaînons, l'un se trouve à l'est et l'autre à l'ouest et ils sont caractérisés par des altitudes qui dépassent les 1000 m, entre les deux reliefs montagneux, Djebel Sendouh et Djebel l'Maa l'Barad. La végétation couvre une grande partie de la superficie de la région, sur le plan hydrologique, les précipitations varient annuellement entre 1100 et 1200 mm.



Figure. III.2. Images Satellites de la Zone du Projet

II.3.1 LOCALISATION DE TUNNEL

Le projet de tunnel traverse le versant sud de Djebel Sendouh (Ghuerrouch) à la hauteur de la ville de Taxanna. Le tunnel est situé dans le trajet du tracé entre PK : 24+818.545 – 26+648.352 pour le tube droit et entre PK : 0+711.683 – PK : 2+593.879 pour le tube gauche, L'axe du tunnel suit un alignement droit sur environ 1170 m de longueur, et prend, par la suite, une courbure de 1000 m de rayon vers la gauche sur environ 660 m. La couverture maximale de tunnel est de l'ordre de 270 m, les caractéristiques du tunnel sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III. 1. Caractéristiques du tunnel

L'entrée		Sortie		Langueur	
Tube droit	Tube gauche	Tube droit	Tube gauche	Tube droit (m)	Tube gauche (m)
PK24+818.545	PK 0+711.683	PK26+648.352	PK2+593.879	1.829807	1.882196



Figure III.3. Localisation du site du projet

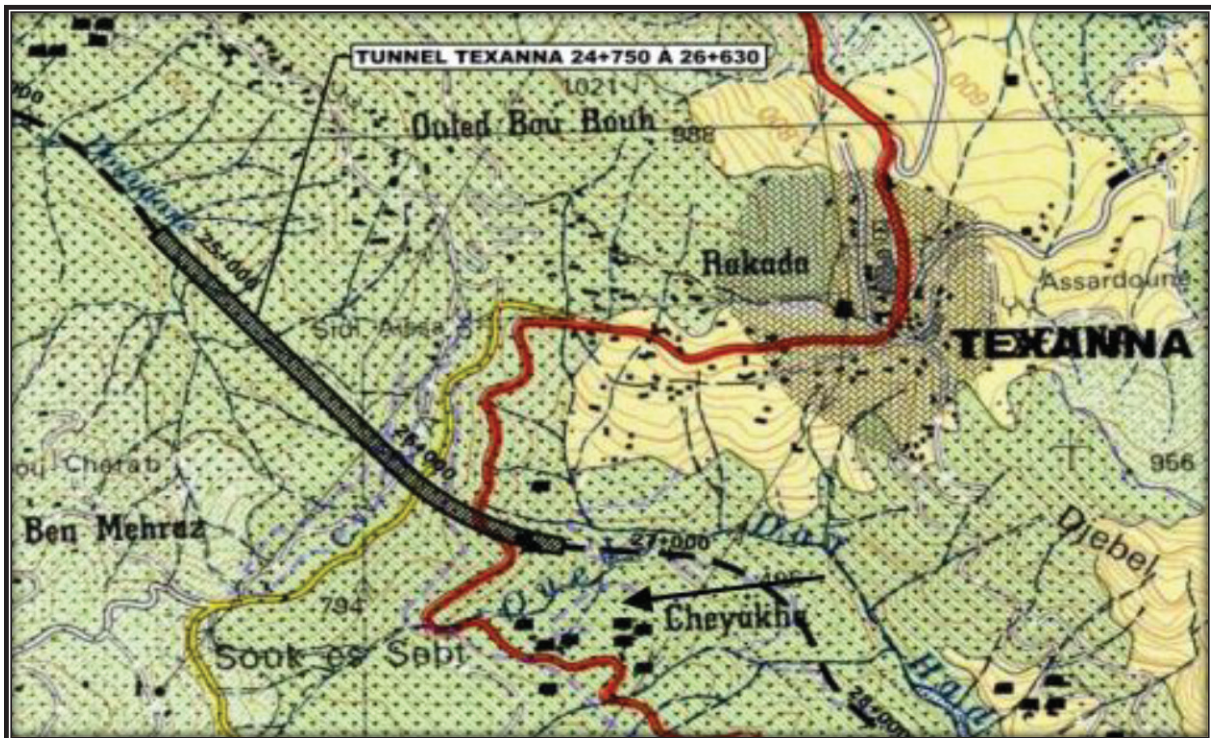


Figure III.4. Vue en plan du site de tunnel

III.4. CONCLUSION

Le projet de la ligne autoroutière Alma – Jijel a pour but de réduire le linéaire du tracé reliant les deux villes, et ce en optant pour la réalisation de tunnels passant sous le mont Texanna, ainsi que de concevoir un tracé moins sinueux que le précédent afin d'atteindre des vitesses très importantes ce qui réduira considérablement la durée du trajet entre les deux villes.



CHAPITRE IV



**ETUDE
ET RECONNAISSANCE
DU SITE**

IV.1. INTRODUCTION

Les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques sont des facteurs importants qui déterminent le degré de difficulté et le coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Non seulement ces conditions ont une grande influence sur le choix des méthodes d'excavation, de soutènement et de revêtement, mais de plus leur connaissance permet de faire face à des problèmes imprévus, par exemple la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression, c'est ce qui peut arriver de pire au concepteur d'un Ouvrage.

Cette imprévision peut bloquer les travaux plusieurs mois, mettre en cause la sécurité du chantier, voir même compromettre la faisabilité de l'ouvrage. Pour cela Une bonne reconnaissance du sol le long du tracé est nécessaire.

IV.2. INTRODUCTION A LA GEOLOGIE DU TUNNEL

IV.2.1. GEOLOGIE REGIONALE DE LA ZONE D'ETUDE

L'Algérie fait partie de l'ensemble nord-ouest africain. L'examen du schéma structural montre qu'elle est naturellement subdivisée en deux principaux ensembles :

- **Au nord** ; l'Algérie septentrionale très complexe par son origine et sa disposition englobe le domaine tellien, l'Atlas saharien et les hautes plaines
- **Au sud** ; un domaine méridional, le Sahara avec son climat désertique où affleurent les socles précambriens du Hoggar et des Eglab sur lesquels viennent en discordance les formations phanérozoïques de la plateforme saharienne.

IV.2.2. GEOLOGIE LOCALE DE LA ZONE D'ETUDE

Entre la masse des Babors, largement développée à l'ouest et celle du socle kabyle, qui s'étend vers l'est sur plus de 100 Km, se trouve une région de crêtes et de collines boisées, encore fort mal connue, ou dominant, sous le Néogène post-nappes, la série numidienne et le flysch maurétanien de Guerrouch (anciennement Texenna), au sud du port de Jijel, sur la bordure nord de la feuille an (1/50 000) de Tamesguida cartographiée par F. Ehrmann en 1946.

Cet auteur avait noté, dans la vallée de l'oued Djendjene, l'existence de « roches vertes » présentées comme un complexe ophiolitique à intercalations de cornéennes et de gneiss glanduleux. (Voir figure IV.1)

En 1956, M. Durand Delga présente une cartographie précise au (1/50000) secteur de Texenna. Les « roches vertes » métamorphisées sont interprétées comme un laccolite au sein des micaschistes du socle kabyle largement charrié vers le sud; conception que complète et corrige Bouillin en 1971. Il définit alors « l'unité de Sendouah-Tabellout » qui comporte stratigraphiquement de bas en haut les couches suivantes :

- Des roches vertes comprenant probablement des laves en coussins.
- Des schistes et des calcaires attribués au Jurassique Néocomien.
- Un flysch créacé, schisto-gréseux pour l'essentiel; cette unité est renversée et métamorphisée, elle est chevauchée par le socle kabyle au nord, et affronte, au sud, selon un contact très redressé, d'autres séries de flyschs charriés sur le domaine tellien.

En dehors de copeaux très réduits et de signification douteuse, ce serait donc là l'unique exemple d'une série ophiolitique possible dans les chaînes littorales de la Méditerranée occidentale.

Les nouvelles recherches confirment pour l'essentiel la conception de M. Durand Delga, bien que l'appartenance à une série ophiolitique du complexe éruptif métamorphisé de Rekkada ne soit pas prouvée.

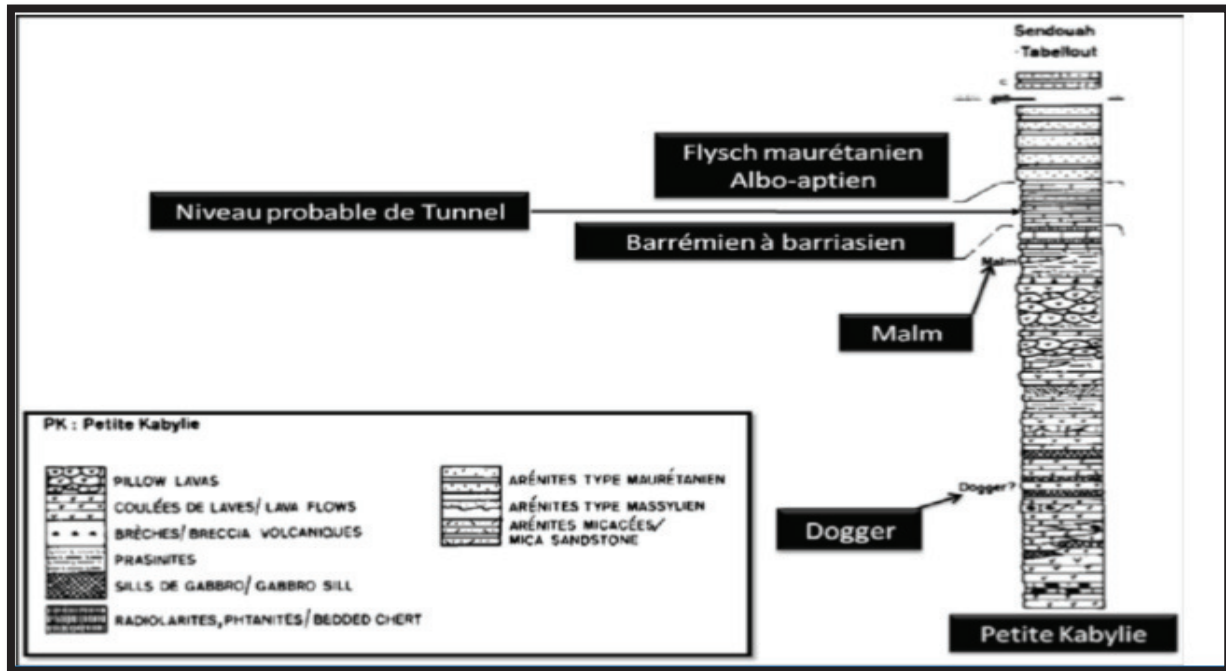


Figure IV.1. Contexte stratigraphique de Sendouah-Tabellout

IV.2.3. LE CADRE TECHTONIQUE DE SECTEUR D'ETUDE

Le secteur étudié est limité au nord par la mer Méditerranée, au sud par le chaînon des Tamesguida, à l'est et à l'ouest, respectivement, par les méridiens de Taher et d'El Aouana. Du point de vue morphologique, cette région est caractérisée par deux (2) directions orographiques principales :

- **La première, la phase Atlasique** : il s'agit de la phase tectonique tangentielle priabonnienne à vergence NW-SE donnant naissance à des plis de direction NE-SW (J. M. Villa, 1980) qui permet le chevauchement du socle sur les unités des flyschs.
- **La seconde, la phase fin Miocène** : c'est une phase tectonique tangentielle tortonienne à vergence sud (J. M. Villa, 1990), Au cours de cette phase, une deuxième déformation d'âge Miocène inférieur correspondant à une compression nord-sud a été accompagnée par des décrochements plats du nord vers le sud, de moindre importance que le déplacement antérieur vers l'est. Le résultat de cette tectonique a donné un dispositif structural assez complexe, caractérisé par la superposition du socle kabyle sur la couverture sédimentaire, formée par les nappes de flyschs charriés sur les formations telliennes, entaillés de profondes vallées de même direction. Les Déplacements des plaques lithosphériques sont représentées dans la figure La Figure (IV.2)

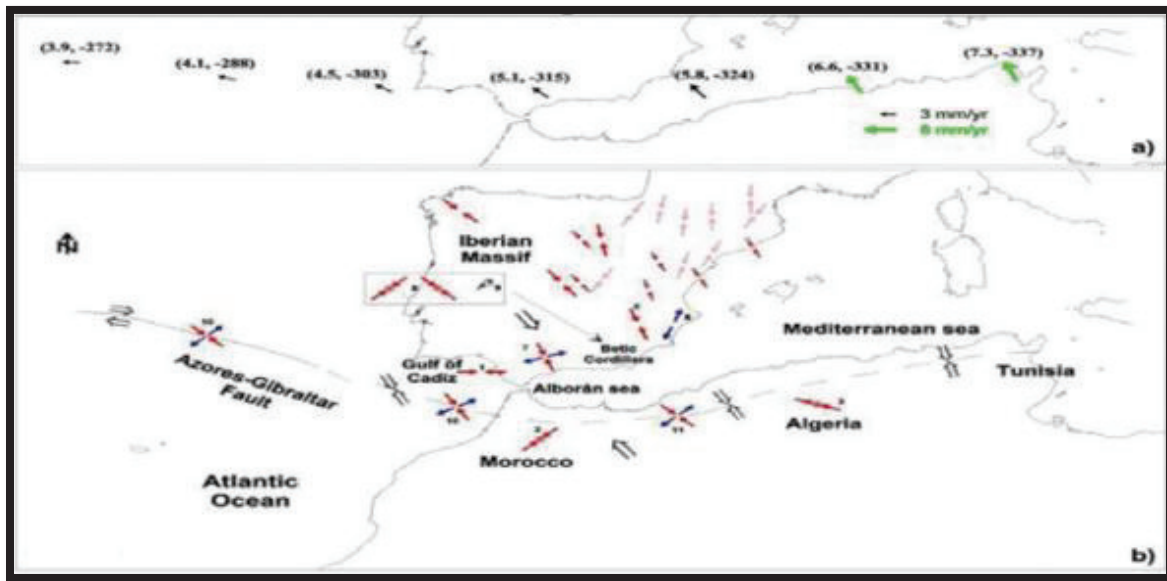


Figure IV.2. Carte de déplacements des plaques lithosphériques et leurs déformations

IV.3. SONDAGES ET ESSAIS

IV.3.1. SONDAGES

Pour Les détails géologiques et géotechniques du trajet du tunnel étant élaboré, douze sondages carottés ont été prévus dans la campagne de reconnaissance, 6 sondages ouverts dans la période 2012-2013 et de 6 sondages ouverts en 2015.

Leurs localisations et profondeurs sont regroupées dans le tableau suivant (Tableau.IV.1):

Tableau IV.1. Tableau Récapitulatif du Forage Réalis

Numéro	No de Forage	X	Y	Cote (m)	Profondeur (m)	Année
1	FT-1	747042	4061076	596	120	2012 - 2013
2	FT-2	747135	4060884	587	106	
3	FT-3	747343	4060668	620	128	
4	FT-4	748107	4060108	544	70	
5	FT-5	748264	4060065	507	30	
6	FT-6	748373	4059923	495	30	
7	S-LT-01	746869	4061129	482,67	25	2015 - 2016
8	S-LT-02	746918	4061073	515,63	60	
9	S-LT-03	747876	4060089	636.52	150	
10	T-BH-1	747055	4060921	555	80	
11	T-BH-2	747373	4060874	-	50	
12	BH-26	748282	4059932,08	510	50	

La Localisation du sondage sur le long du tunnel est représentée dans les figures suivants (figure IV.3 et IV.4).

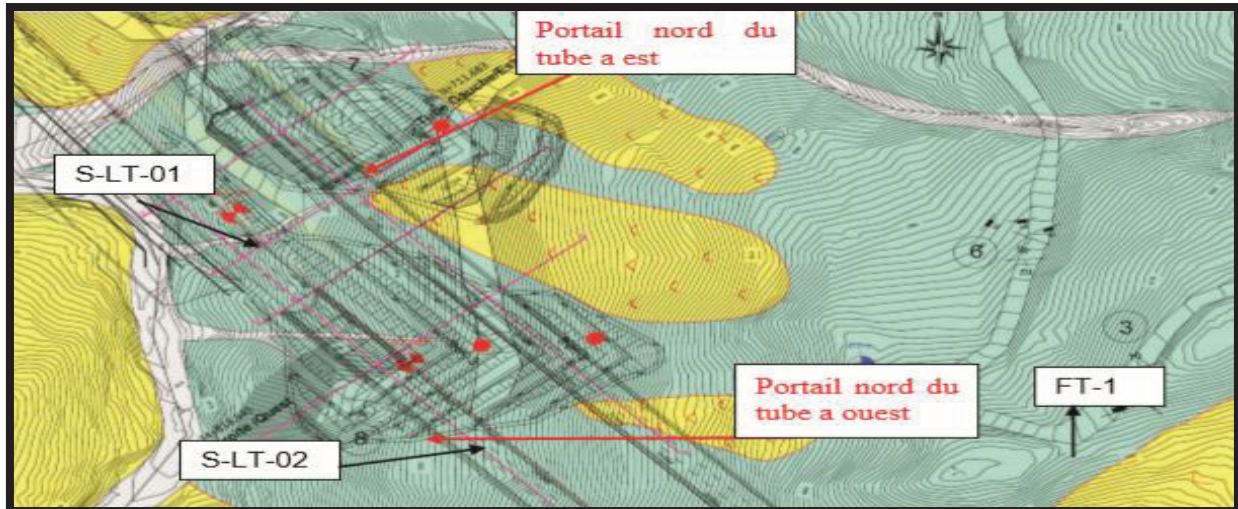


Figure IV.3. Plan d'installation du sondage situé sur la section du Portail Nord

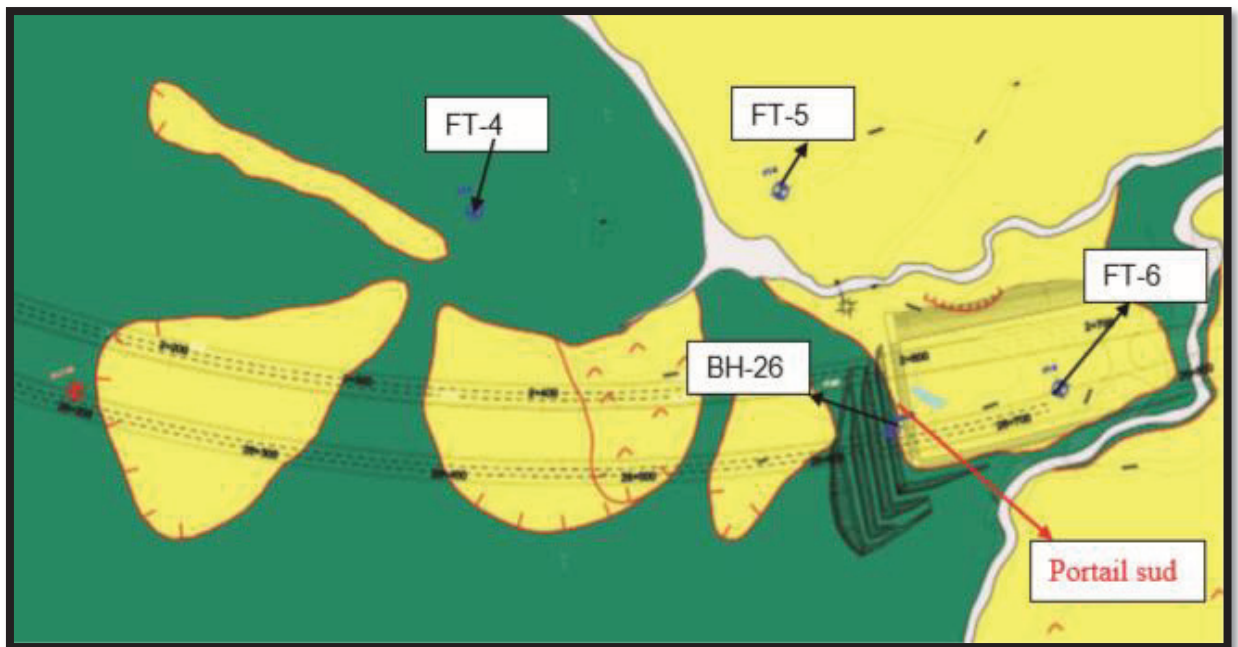


Figure IV.4. Plan d'installation du sondage situé sur la section du Portail Sud

Avec :

- La couleur jaune représente : Schiste très fracturé
- Le bleu représente : l'argilite
- Le vert représente : Flysch

Les études de 6 sondages ouverts dans la période 2012-2013 (FT-1, FT-2, FT-3, FT-4, FT-5 et FT-6) et de 3 sondages ouverts en 2015 (S-LT-01, S-LT-02 et S-LT-03) ont été évalué afin de déterminer les spécifications d'ingénierie des unités situées dans cette partie, Les coordonnées relatives aux sondages effectués, les cotes de l'ouverture et leurs profondeurs ont été énuméré.

Les sondages (TBH-1, TBH-2, BH-26) sont réalisés dont le but de compléter les données sur la formation géologique du terrain encaissant en particulier au niveau de portail sud ou un glissement de terrain est observé.

Le sondage numéros TBH-1, a été réalisé pour analyser l'épaisseur de sa topographie du glissement de terrain et son influence sur le tunnel identifié entre PK 24 955 - PK 25 125 sur l'axe du tunnel PK 25-030 et une zone de glissement de terrain contenant les morceaux de roches appartenant à une pile de flysch aux dimensions de gravier fin-gros dans un matrice d'argile sableuse d'épaisseur de 21.50 m a été identifiée. De 21.50 m jusqu'à 80 m qui est le fond du bure, du mudstone - siltstone- du grès alterné a été découverte avec une pile de flysch dans le sondage. Ces unités sont décomposé à une résistance de moyenne faible degré et de résistance faible-moyenne entre 21.50 - 35.50 m et peu décomposé- fraîche à une résistance de moyenne degré après 35.50.



Figure IV.5. Vue des unités de glissement de terrain à matrice d'argile avec morceau de roche du sondage numéros TBH-1



Figure IV.6. Vue des unités de flysch décomposé de degré faible-moyen du sondage numéros TBH-1.

Le sondage TBH-2, dans la location donnée par de coordonnées ci-dessus, a été effectuée pour déterminer si la formation de la vallée tranchante l'axe du tunnel avait une structure tectonique à faille. Dans le sondage TBH-2, des unités d'argilites/siltstone appartenant au pile de flysch, produit de la décomposition (décomposition à degré forte-moyenne d'un endroit à l'autre), de résistance non décomposé de faible-moyenne degré ont été trouvés, De 40.00 m jusqu'à 50.00 m qui est le fond du bore, des alternances de mudstone - siltstone- du grès à résistance peu décomposé et non décomposée de moyen degré a été découverte dans le sondage, entre ces mètres, les niveaux d'argilites en lamelle-couche très fines ont été extraits dans des caisses de carottage sous forme fragmenté / fracturé partiellement. Une zone tectonique, à transporter jusqu'à l'axe du tunnel, qui sera considéré comme zone de faille visible a été découverte.



Figure IV.7. Vue des unités de flysch décomposé de degré avancé-moyen du sondage numéros TBH-2.



Figure IV.8. Vue des unités de flysch décomposé de degré faible-moyen du sondage numéros TBH-2.

IV.3.2. TESTES DE LABORATOIRE

Les tests de laboratoire nécessaires ont été effectués sur les échantillons prélevés dans les sondages creusés dans la zone du projet. Les tests de laboratoire ont été effectués pour la représentation des paramètres géotechniques de l'unité observée sur le trajet, Les résultats récapitulatifs des tests étant présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.2. Tableau récapitulatif des tests de laboratoire (relatives au sondages creusés en 2012-2013)

Sondage	Profondeur (m)	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)	Résistance à la traction σ_t (MPa)	Module E_i (MPa)	W(%)	γ (KN/m ³)
FT-1	7,60 à 8,00	5,04	-	-	0,9	1,8
	11,90 à 12,50	1,29	-	1600	1,13	2,7
	35,50 à 36,00	1,70	-	-	0,87	2,73
	40,00 à 40,50	8,51	-	1250	0,94	2,71
FT-3	80,20 à 80,70	6,8	2,33	371	-	2,69
	81,50 à 81,75	10,12	-	1547	-	2,73
	81,75 à 82,00	5,06	-	1162	-	2,5
	87,10 à 87,60	24,42	0,5	2974	-	2,77
	92,60 à 93,00	25,62	-	36560	-	2,75
	101,50 à 101,80	13,14	-	2609	-	2,78
	102,40 à 102,80	12,75	-	3182	-	2,74
	106,70 à 107,00	7,90	-	1668	-	2,81
	110,00 à 110,30	9,12	-	2084	-	2,80
FT-4	30,00 à 30,50	18,17	-	-	-	2,76
	37,00 à 37,50	10,09	2,36	1800	0,87	2,75
	40,00 à 41,00	7,30	-	1500	0,82	2,77
	59,00 à 59,50	2,74	-	1000	0,71	2,76
	62,00 à 63,00	11,93	1,88	22000	0,81	2,77
	67,50 à 67,80	4,49	2,22	1800	-	2,80
	68,00 à 68,50	9,65	-	20000	0,68	2,80
FT-5	27,00 à 27,50	8,35	-	880	0,64	2,73
	27,00 à 27,50	11,05	-	2000	0,65	2,73

Tableau IV.3. Tableau récapitulatif des tests de laboratoire (relatives au sondages creusés en 2015-2016)

Numéro de Sondage	Profondeur (m)	Densité Apparente sol (KN/m ³)	Résistance à la compression uniaxiale σ_{ci} (MPa)	Module d'élasticité E (GPa)	Le coefficient de Poisson ν
SLT-01 PK 24+750	14,55-14,80	26,3	15,1	16,7	0,32
	22,30-22,55	25,9	12,3	12,4	0,36
SLT-02 PK 24+830	17,25-17,65	25,5	7,9	10,3	0,35
	33,65-34,00	25,8	16,4	17,2	0,33
	38,30-38,55 -	23,9	6,7	11,6	0,34
	52,00-52,25 -	26,0	19,8	18,1	0,32
SLT-03 PK 26+200	120,60-121,00	24,5	19,6	20,1	0,30
	135,15-135,50	25,9	9,6	12,4	0,35
	142,45-142,85	26,4	24,1	17,7	0,30
	146,45-146,75	26,3	17,1	15,3	0,32
TBH-1	57,00-57,50	26,91	13,6	-	-
	79,50-80,00	27,47	36,72	-	-
BH-26	47,50-47,70	26,19	3,58	-	-
	49,50-49,70	26,65	3,24	-	-

IV.3.3. ESSAIS IN SITU

IV.3.3.1. ESSAI PRESSIOMETRIQUE

L'essai pressiométrique Ménard est un essai de chargement du sol en place, L'objectif principal de cette essai est de déterminer les caractéristiques mécaniques, il consiste à dilater radialement une sonde cylindrique tri cellulaire placée dans le terrain, à mesurer et à enregistrer les pressions appliquées par la sonde et les variations volumiques de cette dernière afin de déterminer la relation entre la pression appliquée et l'expansion de la sonde.

Le pressiomètre Ménard comprend trois parties principales : la sonde pressiométrique et l'unité de contrôle « contrôleur pression-volume » en abrégé CPV, et le réservoir du gaz, La sonde et le CVP sont reliées par des tubulures semi-rigides de plastique (voir la figure IV.9)

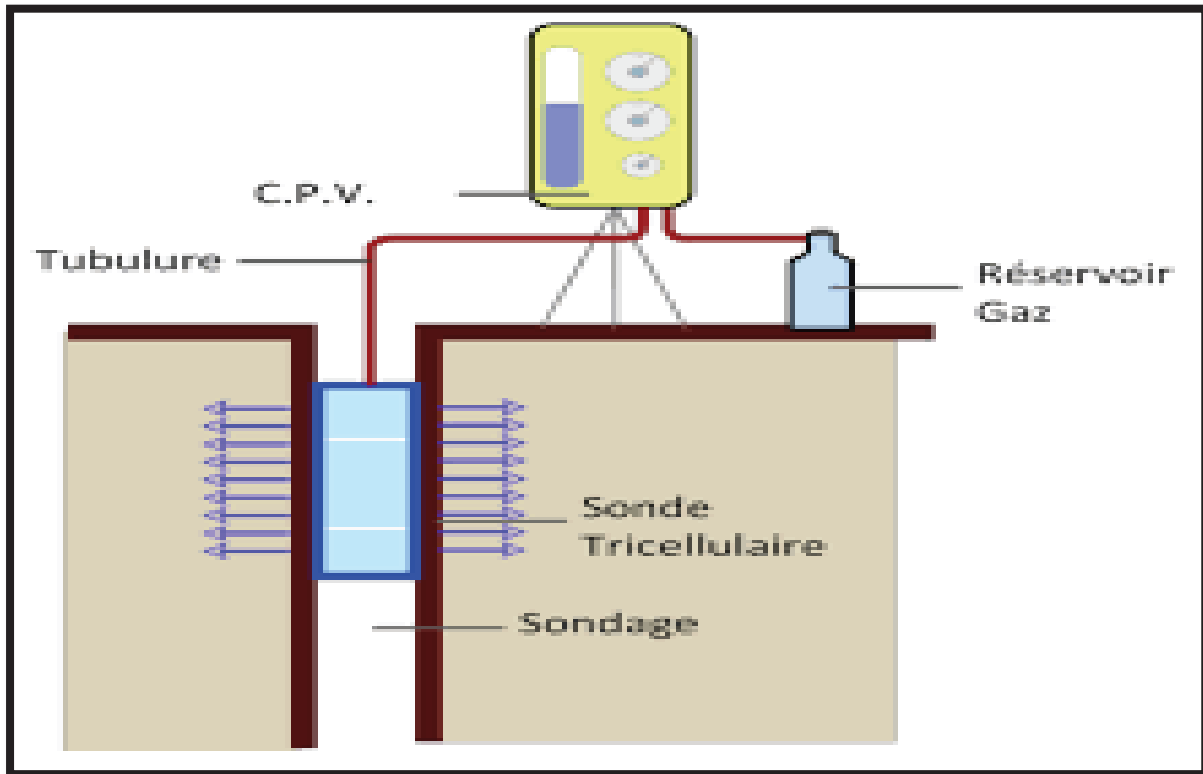


Figure IV.9. Schéma du dispositif de l'essai pressiométrique Ménard.

Sonde pressiométrique : elle se compose de trois cellules. Une cellule centrale et deux petites cellules de garde, Lors de l'essai l'opérateur met sous pression ces deux dernières grâce à un gaz comprimé, tandis que la cellule de mesure est remplie par l'eau.

Un contrôleur pression-volume (C.P.V) : Il permet d'exercer les pressions dans la sonde et de mesurer la variation correspondante de volume de celle-ci. Il comprend un réservoir de liquide à niveau visible (eau) ainsi qu'un système de mise en pression.

Les trois grandeurs déduites de l'essai pressiométrique, sont :

La pression de fluage P_f : La pression de fluage définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique du sol.

La pression limite P_L : Cette pression correspond à la rupture du sol en place (directement liée à la portance maximale de celui-ci). Elle se traduit lors de l'essai pressiométrique par, sous une faible augmentation de la pression appliquée, une forte augmentation du volume injecté, c'est-à-dire de grandes déformations.

Le module de déformation pressiométrique E : A un coefficient près, ce module est égal à l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe pressiométrique nette. Cette partie linéaire représente en fait une réaction pseudo-élastique du sol sous la sollicitation pressiométrique. Le module E est directement lié à la compressibilité du sol ; c'est pourquoi il est utilisé dans les calculs de tassements de sols.

Les résultats de l'essai préssiométrique sont représentées dans le tableau suivant (à côté de FT-4)

Tableau IV.4. Résultats de l'essai préssiométrique (à côté de FT-4)

Profondeur PrT-4 (m)	Pression limite P _L (MPa)	Pression de fluage P _f (MPa)	Module préssiométrique E _p . (MPa)	E _p / P _L
1	0,85	0,57	7,94	9,29
2	0,85	0,39	10,43	12,24
3	1,41	0,43	24,99	17,62
4	2,32	0,47	29,16	12,62
5	1,86	0,32	89,10	47,91
6	2,64	0,52	75,85	28,67
9	3,52	0,72	126,34	35,82
12	3,37	0,10	110,41	32,69
15	2,97	0,43	50,03	16,82
18	4,06	0,16	102,73	25,30
21	4,78	2,48	55,38	11,58
24	3,91	0,63	50,07	12,80
27	6,67	5,02	109,84	16,47
30	5,17	2,23	72,58	14,06
33	5,21	0,16	89,03	17,06
36	5,74	4,04	81,45	14,18
39	5,98	4,19	92,11	15,39
42	5,80	0,25	83,93	14,47
45	5,80	4,63	61,51	10,60
48	5,87	0,83	66,32	11,28
51	5,92	4,11	140,16	23,67
54	6,42	4,36	90,79	14,13

IV.3.3.2. ESSAI DE PERMIABILITE

Les mesures de perméabilité se font par injection d'eau (Lugeon - Lefranc), La perméabilité Lugeon consiste de mesurer le débit qui s'écoule sous une pression effective de 1 MPa et sur une longueur de 1 m à travers les parois d'un forage (diamètre généralement compris entre 70 et 80 mm). L'unité Lugeon (litre/mètre/minute) correspond grossièrement à un coefficient de perméabilité $K = 10^{-7} \text{ m / s}$. L'essai s'effectue en général sur une tranche de forage de 3 à 5 m de longueur.

L'essai -Lefranc. Mandel-sert à déterminer la perméabilité d'alluvions situées sous la nappe à partir d'un forage de diamètre « 2 r » dont le tubage est prolongé par une crépine de longueur « L ».

La profondeur de la zone- à- essayé étant située à la profondeur « H » sous la cote de la nappe, on ajoute une hauteur d'eau « dH ». Connaissant le débit Q absorbé pour maintenir dH constant, on calcule :

$$k = \frac{Q}{C \cdot dH} \quad (10)$$

Avec:

$$C = \frac{4\pi}{\frac{2}{1} \cdot (\log_e \frac{1}{r}) - \frac{1}{2H}} \quad (11)$$

Les essais de perméabilité *in situ* ont été exécutés conformément aux normes NF P94-131 et NF P94-132 pour les essais Lugeon et Lefranc respectivement.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau IV.5. Selon ces résultats trouvées notre terrain est classé moyennement perméable.

Tableau IV.5. Résultats des essais de perméabilité *in situ*

Sondage	Type d'essais	Niveau d'essai (m)	Elevation (m)	Résultat
FT-1	Lefranc	9,00 à 10,00	594,00 à 593,00	2,02 x 10 ⁻⁴ ms ⁻¹
	Lugeon	25,00 à 28,00, 15 m au-dessus de LB (1)	579,00 à 576,00	1,17 unité Lugeon (2)
		90,00 à 93,00 15 m au-dessus de LB	514,00 à 511,00	0,003 unité Lugeon
FT-2	Lugeon	65,00 à 67,00 15 m au-dessus de LB	523,00 à 521,00	0,02 unité Lugeon
		80,00 à 83,00 au-dessus de LB	508,00 à 505,00	0,01 unité Lugeon
FT-3		98,00 à 100,00 au niveau de LB	518,00 à 516,00	0,01 unité Lugeon
FT-4	Lugeon	48,00 à 51,00 15 m au-dessus de LB	504,00 à 501,00	2,02 unités Lugeon 2,02 X10 ⁻⁷ m / s
FT-5	Lefranc	6,00 à 7,00 7 m au-dessus de LB	504,00 à 503,00	3,66 x 10 ⁻⁴ ms ⁻¹

(1) LB : Ligne bleue du tunnel
(2) Une unité Lugeon est le débit moyen injecté sous une pression de 1 MPa, exprimé en litres par minute et ramené à un mètre de forage.

IV.4. ETUDE GEOPHYSIQUE DU PORTAIL SUD

La méthode utilisée est de type gravimétrique. Celle-ci permet de lier le changement du faciès géologique à une variation de densité. Les résultats de l'investigation par gravimétrie confirment l'état de la partie superficielle formée de flysch de la roche encaissante moyennement à peu fracturée dans la majorité du tracé du tunnel. En plus de l'existence de plusieurs anomalies gravimétriques le long de l'axe de celui-ci, l'état de stabilité précaire au niveau des portails et des faux portails, est également à souligner.

Le site du tunnel est caractérisé par des formations denses attribuées aux schistes et les argilites au centre du tracé du tunnel. Au niveau des extrémités du tracé du tunnel, on signale également la présence des formations peu denses liées aux argilites fracturés a des passées de quartzites fracturés.

IV.5. GEOLOGIE DU TRACE DE TUNNEL

Le tunnel traverse une région à relief montagneux, accidentée et boisée avec des versants en pentes douces à abruptes, Composé totalement de l'alternance de mudstone et de grès.

Le flysch est composé de mudstone qui comporte une nature de rocher plissé, faiblement-moyennement décomposé, et de grès a granulométrie fine qui comporte une nature de rocher a couche moyenne-épaisse, faiblement décomposé, moyennement solide.

La première partie de 10 m sur la surface de l'unité de flysch est très ou totalement décomposée et comporte une nature de rocher très faible-excessivement faible. Cependant cette zone de décomposition n'atteint pas la cote du tunnel et selon les études de sondage, une alternance de mudstone et de grès qui comporte une nature de rocher faiblement décomposée, partiellement faible, généralement moyen-solide sera observée au niveau du tunnel.

IV.6. GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE DU PORTAIL NORD ET SUD

IV.6.1 VERSANT NORD

Le portail nord du tunnel est située sur la pente ouest d'une grande et profonde vallée qui étend quasi-parallèle du tracé. Le Portal a été planifier près de la base de cette vallée et dans une topographie en pente vers l'ouest. Dans le portail nord il a été exposé une unité de flysch âgé Albo-Aptien avec une grande propagation. Au tour du portail l'unité de flysch s'est composé modérément dégradées, fin stratifié, folié, en faible-très faible fonctionnalité de roche mudstone-argilite intercalé en couleur de clair brune- gris. Les quelques premiers mètre près de la surface de l'unité est extrêmement décomposé. Selon les carottés pris par les sondages, la zone d'altéré est passée graduellement vers la profondeur peu-moyen roche altéré. Mesures de discontinuité prises près du portail a été montré que la discontinuité dominante est des planes foliées, et la stabilité de la masse rocheuse sont affecté en foliation et le plane de la strate primaire.

Les foliations du portail nord est développé presque perpendiculaire à l'axe du tunnel et a des valeurs de la pente est entre 70-80 ° dans le portail de fente en cas de foliation est inclinée vers l'extérieur parte de la fente, il devrait être attendus des glissement planaire.

Des deux côtés de la vallée profonde ou le portail de tunnel il y avait des grands glissements de terrain. Particulièrement le glissement de terrain qui est en pente est le plus grand d'entre eux. Sur la pente ouest ou est le portail de tunnel est situé, il y a beaucoup de glissements de terrain petits et grands mais les glissements de terrain qui a une échelle significative sont situées le nord du portail nord et n'affecte pas le portail. Les glissements de terrain où sont observés au portail nord sont un glissement peu profond et développé dans la partie altérée et près de la surface, La profondeur de ce glissement son entre 3 et 5 mètres.

Lors de l'excavation de portail il serait approprié et suffisant le nettoyage de la partie de glissement de terrain avec une d'excavation raclant. Dans les forages il n'a pas pris de mesurement de l'eau souterraines mais si on a considéré la morphologie générale et l'emplacement de portail il a été prévue qu'autour de la portail le niveau hydrostatique serait élevée. (Voir la figure IV.10)

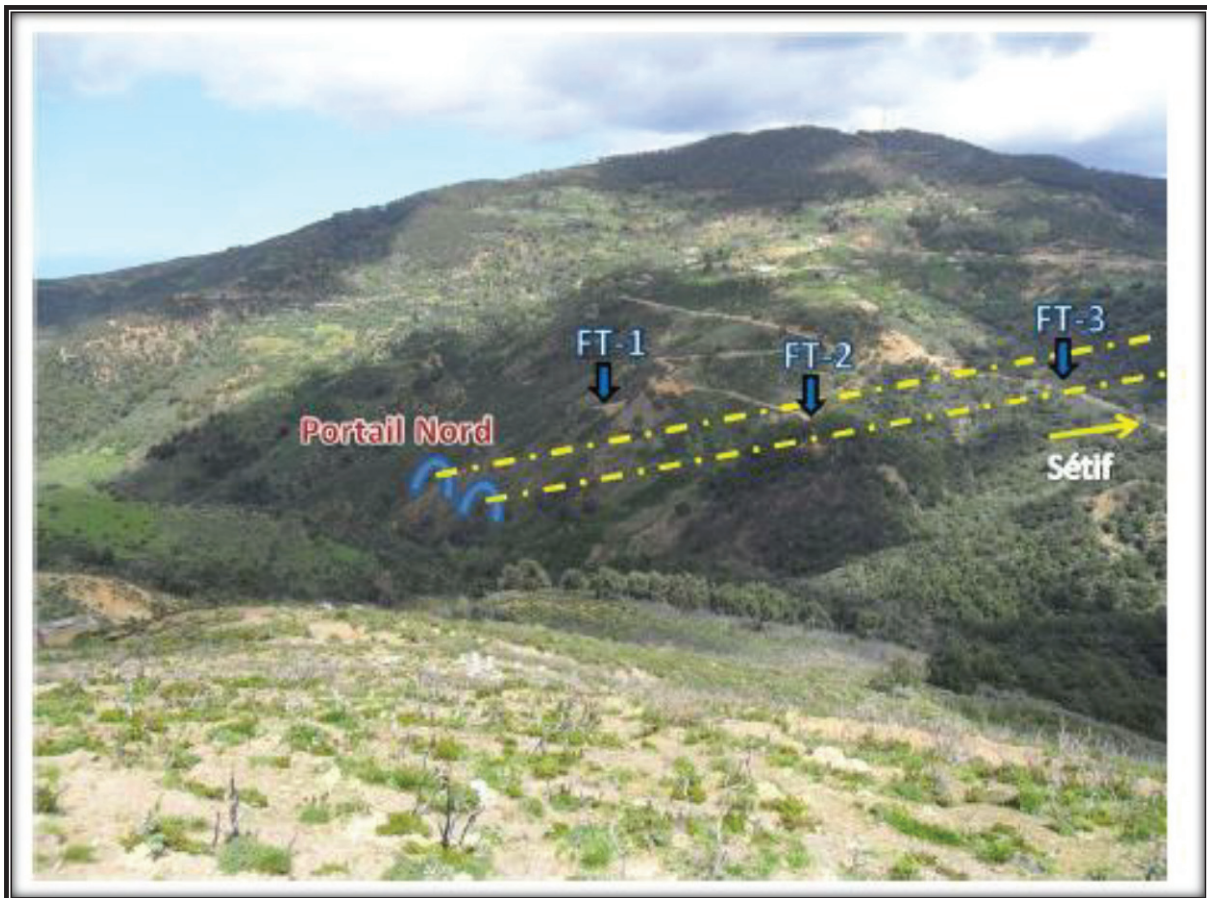


Figure IV.10. Un coup d'œil de portail du tunnel vers le nord

IV.6.2. VERSANT SUD

Le portail sud est situé au sud du tracé, dans une colline en pente vers sud-est. Ce portail est situé dans le nord-est parti d'une colline allongée environ en direction sud-est. Les deux petites rivières qui coulent nord et sud du portail montrent que l'eau souterraine a un niveau haut.

Dans cette section la frais cassé couleur de flysch est gris foncé, la couleur de décomposition est brun jaunâtre, fin- moyen stratifié, bien folié, moyen décomposé mudstone et mince granulaire grès en faible fonctionnalité de roche. Les foliations dans les unités de mudstone est bien développé. Les foliations sont parallèles aux surfaces de la strate et l'inclination moyen varie entre 70 à 85. (Voir la figure IV.11)



Figure IV.11. La voie générale du portail de sud

IV.7. SISMISITE

IV.7.1. GENERALITE

La prédiction des séismes n'étant pas possible actuellement pour une région donnée, les seuls éléments dont les sismologues disposent sont des statistiques sur l'occurrence et la magnitude des séismes. Couplées avec les observations actuelles, ces dernières informations permettent de déterminer, de façon approximative, l'occurrence des séismes à un endroit donné. On détermine ainsi ce qu'on appelle l'aléa sismique.

En plus de l'aléa sismique déterminé par la sismologie instrumentale et historique, le risque sismique prend en considération d'autres éléments principaux pouvant entraîner des dégâts, tels les éléments liés au sous-sol, aux ouvrages projetés, à la topographie, etc. En effet, les ondes émises par un séisme peuvent être amplifiées par la structure des ouvrages. Des structures géologiques particulières peuvent également modifier localement l'amplitude des ondes. On parle alors d'« effets de site ». Ainsi, pour établir une carte de risque sismique définitive, il faut connaître la nature du sous-sol sur lequel sera construit l'ouvrage, et ce, afin de déterminer s'il peut amplifier ou non les ondes provenant d'un tremblement de terre.

Par ailleurs, l'étude du risque sismique global prend également en compte l'instabilité des versants et la liquéfaction des sols susceptibles de créer des mouvements de terrains à la suite d'un séisme.

IV.7.2. NEOTECTONIQUE ET SISMISITE DE LA REGION

L'activité tectonique récente du nord de l'Algérie est la conséquence de la convergence entre les plaques lithosphériques africaines et eurasiennes. Elle se traduit, d'une part, par des plissements et par des fracturations qui affectent notamment les niveaux du Miocène post-nappes, du Pliocène et du Quaternaire et par une activité sismique, d'autre part.

Le nord de l'Algérie est connu pour son intense activité sismique, Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans la zone épicertrale. À titre d'exemple, le violent séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, de par son intensité, a causé des dégâts matériels et des pertes humaines considérables.

Selon le RPOP (2008), Cinq (5) zones sont définies en Algérie en fonction de leur activité sismique croissante (voir la figure IV.12) :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II-a : sismicité moyenne
- Zone II-b : sismicité élevée
- Zone III : sismicité très élevée

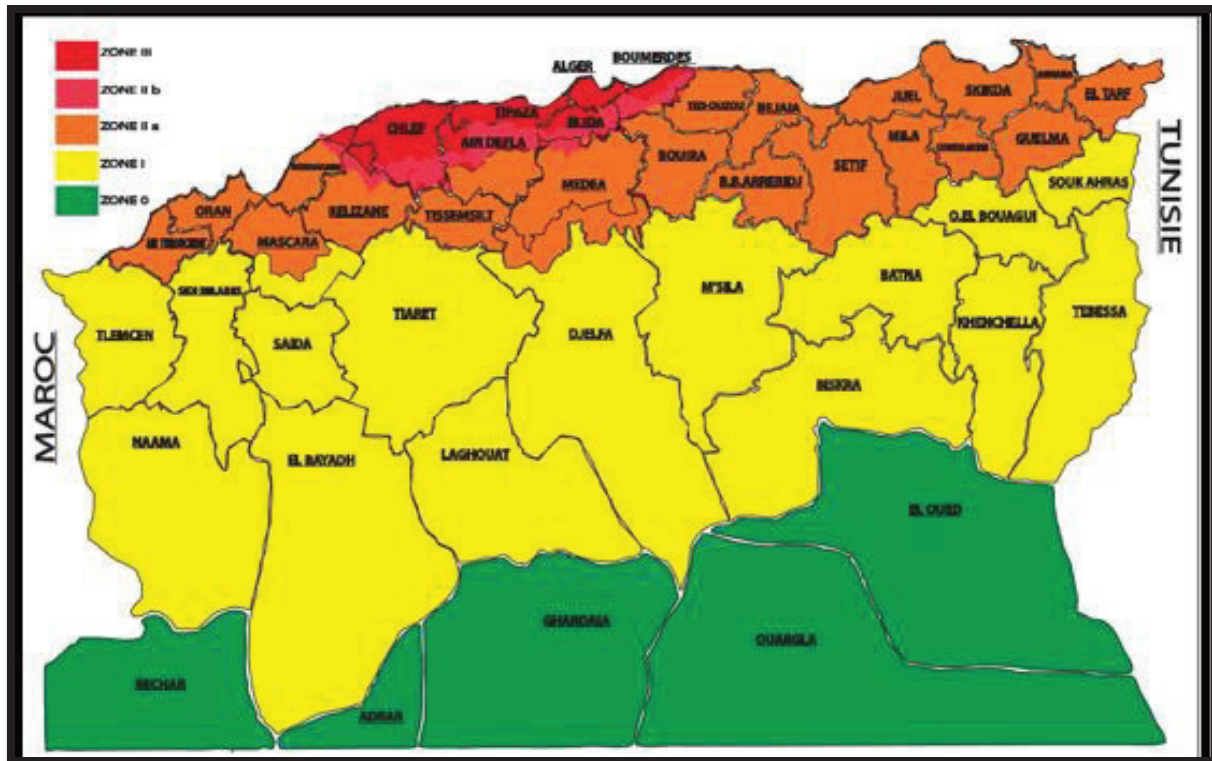


Figure IV.12. Classification sismique des wilayas d'Algérie (RPOA, 2008)

Sur la base des considérations précitées, il appert que la zone d'étude est située dans un secteur caractérisé par une sismicité moyenne de classe II-a, selon le RPOA, 2008.

Elle correspond à une sismicité moyenne avec un coefficient d'accélération de 0,25. Il y a lieu de souligner que les effets d'un tremblement de terre dans un ouvrage souterrain confiné ne sont pas, de manière générale, les mêmes que ceux sur une structure située en surface. Dans le cas des tunnels bien construits à travers une roche encaissante de bonne qualité, les effets sont généralement faibles. Cependant, une attention particulière doit être accordée aux zones présentant une roche encaissante de mauvaise qualité, et plus particulièrement au niveau des portails, où la couverture est plus faible et où s'y trouvent généralement des terrains de moindre qualité.

Dans ces conditions, des précautions particulières doivent être prises en phase de conception et de réalisation pour contrer les effets sismiques sur la structure du tunnel.

IV.8. CONCLUSION

D'après les études géologiques, les études géotechniques, et les résultats des Sondages, le terrain est constitué principalement par 5 unités lithologiques :

- Unité lithologique (UL1) : Flysch
- Unité lithologique (UL2) : Schiste très fracturé
- Unité lithologique (UL3) : Argilite supérieure très fracturée
- Unités lithologiques (UL4): Argilite inférieure moyennement fracturée
- Unités lithologiques(UL5) : Argilite saine

Sur la base des considérations précitées, il appert que la zone d'étude est située dans un secteur caractérisé par une sismicité moyenne de classe II-a, selon le RPOA, 2008.



CHAPITRE V



**CLASSIFICATION
DES MASSIFS
ROCHEUX**

V.1.INTRODUCTION

Les techniques de classifications des massifs rocheux continuent à évoluer depuis plus d'un siècle. Leur utilisation a un intérêt considérable lors de l'étude de faisabilité et de dimensionnement préliminaire d'un projet, surtout quand les informations mécaniques et l'état de Contrainte in-situ du massif rocheux ne sont pas disponibles.

Nous avons basé notre classification du massif rocheux sur les méthodes de classification suivantes:

- RMR DE BIENIAWSKI
- GSI
- LE Q SYSTEME

V.2.CLASSIFICATION DES MASSIFS ROCHEUX

Comme on peut l'observer du profil géotechnique du tunnel de Jijel présenté dans l'annexe1 du rapport, le niveau du tunnel passe totalement d'une unité d'argilite (fracturé à moyennement fracturé à saine).

L'analyse des carottes, les logs des forages ainsi que les données géologiques et géotechniques permet d'identifier les zones représentés dans le tableau suivant (tableau V.1)

Tableau V.1. Les PK des zones

	Tube droite	Tube gauche	Unité lithologique
Zone A	La partie située entre l'entrée du tube droit et PK : 24+840	La partie située entre l'entrée du tube et PK : 0+761.82	Argilite fracturé
Zone B	PK: 24+840- PK: 25+350	PK :0+761.683 - 1+290.70	Argilite Moyennement fracturé
Zone C	PK : 25+350 - Pk 26+230	PK :1+290.970 - PK :2+191	Argilite saine
Zone D	PK:26+230- PK:26+500	PK:2+191.682 - PK :2+490.970	Argilite Moyennement fracturé
Zone E	Portail de Sortie - PK:26+500	portail de sorties - PK :2+490.970	Argilite fracturé

V.2.1. CLASSIFICATION RQD (ROCK QUALITY DESIGNATION)

Le (RQD) a été développé par D.Deere en. (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 [6].

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur des morceau intacte} > 10 \text{cm}}{\text{longueur total du forage}} * 100 \quad (12)$$

Le tableau (V.2) représente la classification du rocher d'après le RQD.

Tableau V.2. Classification du rocher d'après RQD

RQD	Désignation
0-25	Très médiocre
25-50	Médiocre
50-75	Moyen
75-90	Bon
90-100	Excellent

Résultat de RQD :

Le tableau (V.3) représente la classification de la roche du tunnel de texenna, D'après le RQD.

Tableau V.3. Résultat de RQD

Zone	Valeurs de RQD	Qualité de la roche
A	25-50	Médiocre
B	50-75	Moyen
C	100-90	Excellent
D	50-75	Moyen
E	25-50	Médiocre

V.2.2. CLASSIFICATION RMR (ROCK MASS RATING)

C'est un pourcentage pour l'évaluation du massif rocheux

La classification de la masse rocheuse (RMR) est un système développé par Z. T. BIENIAWSKI entre 1972 et 1973. Il combine les 5 paramètres d'influence géologiques les plus significatifs siter en-dessous (voir le tableau V.4) et les représente avec un indice global (en pourcentage) complet de la qualité de la masse rocheuse, utilisé pour la conception et la construction de fouilles dans la roche, telles que tunnels [6]. Les paramètres considèrent :

- La résistance à la compression simple
- Le RQD pour caractériser la qualité des roches
- L'espacement du joint
- La nature des joints
- Les venues d'eau

Cette appréciation générale de la qualité du rocher doit ensuite être ajustée pour tenir compte de l'orientation de la fracturation.

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux et ajustement pour tenir compte de l'orientation de la fracturation (voir le Tableau V.5), on peut déduire :

- La classe de rocher (de très bon à très médiocres). (Voir le Tableau V.6)
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement. (Voir le Tableau V.7)

Tableau V.4. Paramètres de classification des roches selon RMR

Paramètre		Points- RMR						
Résistance de la roche	Indice de franklin	>8	4-8	2-4	1-2	Indice franklin non utilisable		
	Résistance à la compression(MPa)	>200	100-200	50-100	25-50	10-25	3-10	1-3
	Note	15	12	7	4	2	1	0
RQD		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
Note RMR		20	17	13	8	3		
L'espace du joint(m)		>2	0,6-2	0,2-0,6	0,06-0,2	<0,06		
Note RMR		20	15	10	8	5		
Nature des joints	Langueur(m)	<1	1-3	3-10	10-20	>20		
	Note	6	4	2	1	0		
	Ouverture(mm)	fermé	<0,1	0,1-1	1-5	>5		
	Note	6	5	4	1	0		
	Rugosité	Très REG	REG	Légèrement REG	Lisse	Très lisse		
	Note	6	5	3	1	0		
	Remplissage	aucun	<5mm dur	>5mm dur	<5mm mou	>5mm Mou		
	Note	6	4	2	2	0		
	Altération	Pas Alt	Peut Alt	Alt	Très Alt	Décomposé		
	Note	6	5	3	1	0		
Condition hydrogéol	Débit (L/mn) sur 10m	0	0-10	10-25	25-125	>125		
	Note RMR	15	10	7	4	0		

Tableau V.5. L'orientation des joints

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage				
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45 – 90°	Pendage 20-45°	Pendage 0-20°
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	Moyen	Défavorable
0	-2	-5	-10	-12	-5	-10

Tableau V.6. Notes RMR pour chaque classe de roche

Note RMR	81-100	61-80	41-60	21-40	<21
Classe RMR	I	II	III	IV	V
Classe du massif	Très bon roche	Bon Roche	Roche moyen	Roche mediocre	Roche très mediocre

Tableau V.7. Tenue de l'excavation suivant la classe de rocher

Classe	I	II	III	IV	V
Tems de tenue moyen	10ans pour 5m de portée	6moins pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5heures pour 1,5m de porté	10 mn pour 0,5m de portée

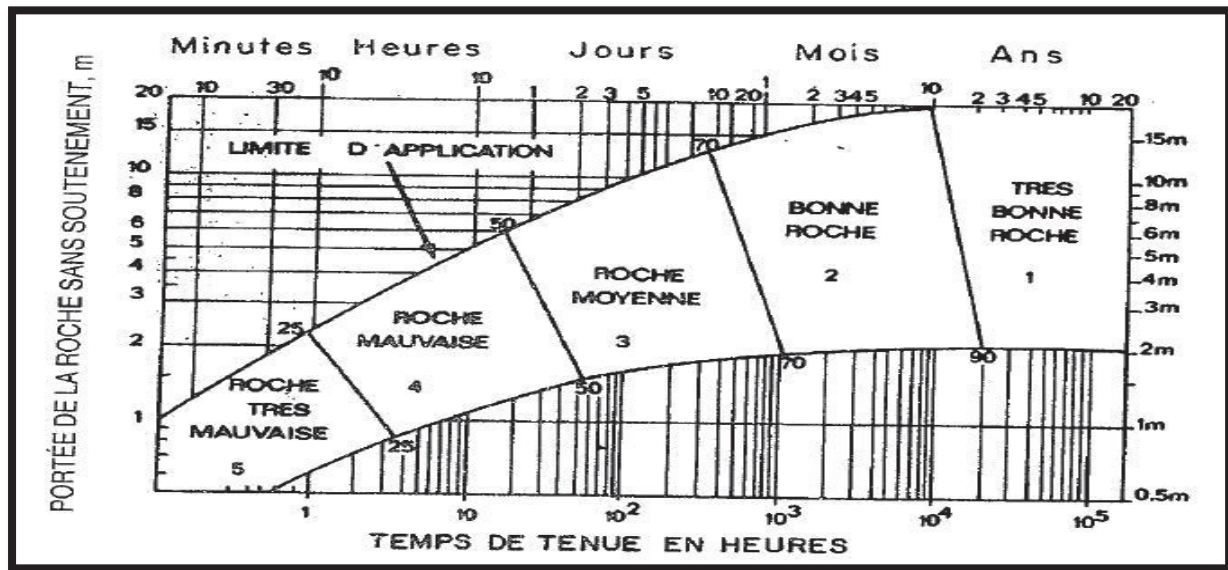


Figure V.1. Tenue de l'excavation suivant la classe de rocher

RESULTAT DE RMR:

Le tableau (V.8) représente la classification de la roche du tunnel de texenna. D'après la classification RMR.

TableauV.8. Résultat de RMR

Zone	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D	Zone E
Résistance à la compression	10-25 MPa	10-25 MPa	25-50MPa	10-25 MPa	10-25 Mpa
Note	2	2	4	2	2
RQD	25-50	50-75	90-100	50-75	25-50
Note	8	13	20	13	8
Escapement du joint (m)	<0,06	<0,06	0,2-0,6	<0,06	<0,06
Note	5	5	10	5	5
Languor (m)	3-10	1-3	1-3	1-3	3-10
Note	2	4	4	4	2
Overture (mm)	0.1-1	0,1-1	0,1-1	0,1-1	0.1-1
Note	4	4	4	4	4
Rugosité	Lisse	Légèrement REG	Légèrement REG	Légèrement REG	Lisse
Note	1	3	3	3	1
Remplissage	<5 dur	<5 dur	<5 dur	<5 dur	<5 dur
Note	4	4	4	4	4
Alteration	Peut -altér	Peut -altér.	Pas ALT	Peut -altér.	alt.
Note	5	5	6	5	3
Debit d'eau	10-25	0-10	0	0-10	10-25
Note	7	10	15	10	7
Orientation des joints	Moyen	Moyen	Moyen	Moyen	Moyen
Note	-5	-5	-5	-5	-5

Tableau (V.9) représente la note globale de RMR de tunnel texanna

TableauV.9. Note globale de RMR de notre tunnel

	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D	Zone E
RMR	33	45	65	45	31
Classe	IV	III	II	III	IV
Qualité	Roche médiocre	Roche moyenne	Bonne Roche	Roche moyenne	Roche médiocre

Le temps de tenue moyen de chaque classe du tunnel de texanna est représenté dans le tableau suivant (tableau V.10) :

Tableau V.10. Tenue de l'excavation suivant la classe de rocher de notre tunnel

Zone	A	B	C	D	E
Classe	IV	III	II	III	IV
Temps de tenue moyen	5heures pour 1,5m de porté	1 semaine pour 3m de portée	6moins pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5heures pour 1,5m de porté

V.2.3. INDICE GSI (GEOLOGICAL STRENGTH INDEX)

Introduit par Hoek (1994) et modifier par Hoek, Kaiser et Bawden (1995), le GSI est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85(voir la figure V.2), et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ.

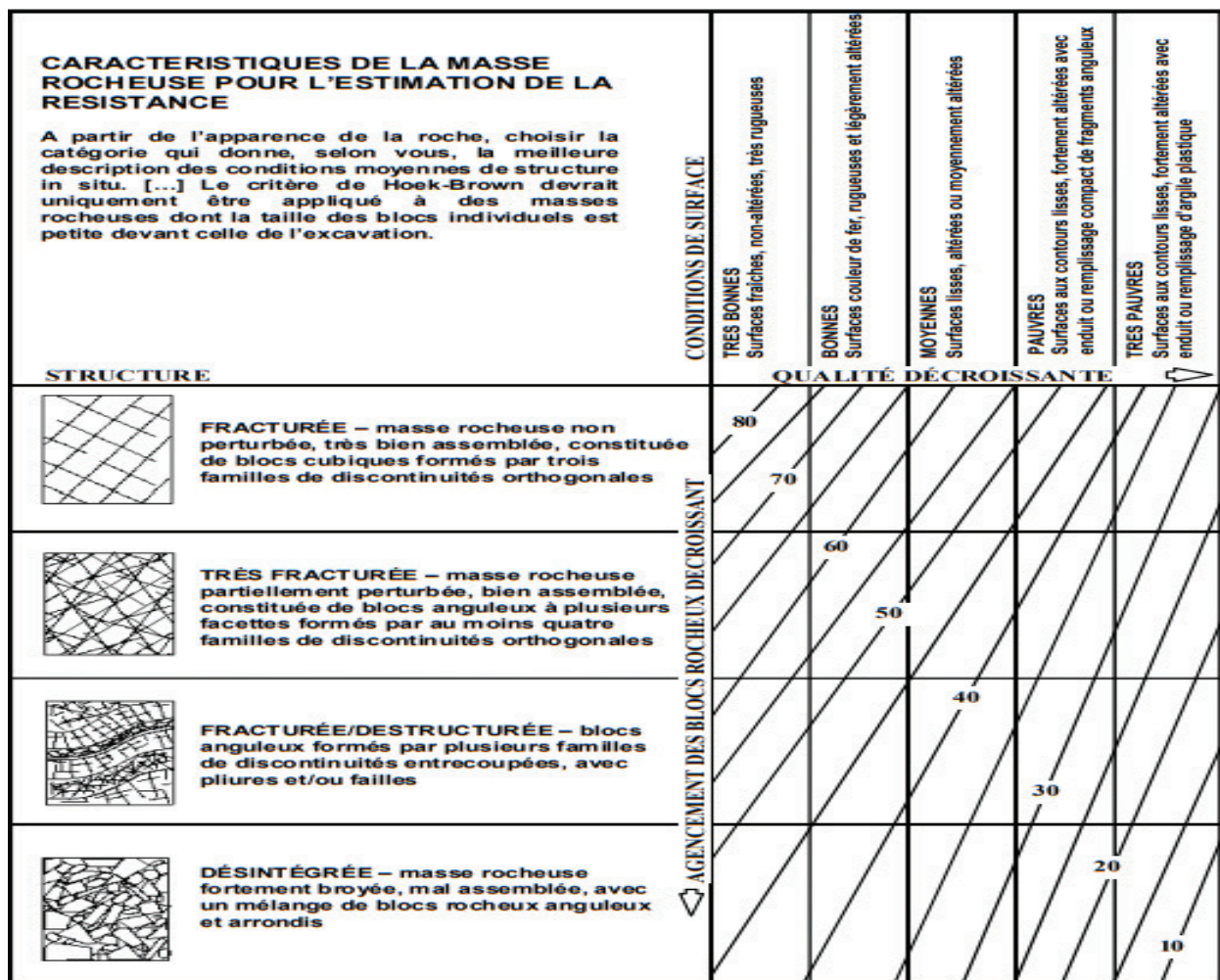


Figure V.2 : Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).

La Figure (V.2) (d'après Hoek, 1995) présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur du GSI à partir des conditions de surface des discontinuités et de leur structure.

Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité (pour lesquels la résistance de la masse est égale à celle de la matrice rocheuse)(voir le tableau v.11).

Tableau V.11. GSI et qualité du massif rocheux

GSI	<20	21-40	41-55	56-75	>75
Qualité de la roche	Très mauvaise	Mauvaise	Moyen	Bon	Très bon

Résultat GSI :

La qualité de la roche de chaque zone d'après le GSI est donnée dans le tableur suivant (Tableau V.12)

Tableau V.12. Résultat de la classification selon l'indice GSI

La zone	La valeur GSI	Qualité de la roche
Zone A	30	Mauvaise
Zone B	45	Moyen
Zone C	60	Bon
Zone D	40	Moyen
Zone E	25	Mauvaise

V.2.4. LE Q SYSTEME

Les notes de classification du massif rocheux des sections qui seront constatées au creusement du Tunnel, ont été obtenu par le système Q et NGI (Institut Géotechnique Norvégien),Le système a été développé par Barton etc. (1974), cependant la partie du système correspondant à la sélection des types de support, a été révisé par Grimstad et Barton en 1993, La qualité rocheuse de Tunnelling Q, a été calculé par l'équation cidessous, composée de 6 paramètres indépendants des uns des autres [6].

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} [16] \quad (13)$$

Avec :

- RQD: Indicateur de Qualité de Roche
- J_n : Nombre de famille de joints
- J_r : Valeur de rugosité de joint
- J_a : Valeur d'altération de joint
- J_w : Facteur de réduction d'eau du joint
- SRF : Facteur de réduction de pression

Le résultat de classification de la roche du tunnel de texanna d’après le Q SYSTEME est représenté dans le tableau suivant (Tableau V.13):

Tableau V.13.CLASSIFICATION DE LA ROCHE D’APRES LE Q SYSTEME

	ZONE A		ZONE B		ZONE C		ZONE D		ZONE E	
	description	Note	description	Note	Définition	Note	Définition	Note	Définition	Note
RQD	B. Très Faible	25	C. Moyen	50	Tres bonne	90	C. Moyen	50	A. Très faible	25
J _n	H. Quatre ou plus lot de joints	15x2	H. Quatre ou plus lot de joints	15	H. Quatre ou plus lot de joints	15	H. Quatre ou plus lot de joints	15	H. Quatre ou plus lot de joints	15
J _r	F. Plat planaire	1	F. Plat planaire	1	F. Plat planaire	1	F. Plat planaire	1	F. Plat planaire	1
J _a	C. Surfaces de discontinuit é très peu modifiés Couvertures minérales non adoucissantes	2	C. Surfaces de discontinuit é très peu modifiés Couvertures minérales non adoucissantes	2	C. Surfaces de discontinuit é très peu modifiés Couvertures minérales non adoucissantes	2	C. Surfaces de discontinuit é très peu modifiés Couvertures minérales non adoucissantes	2	C. Surfaces de discontinuit é très peu modifiés Couvertures minérales non adoucissantes	2
J _w	B. Apport ou pression moyenne d’eau	0,66	B. Apport ou pression moyenne d’eau	0,66	Tres faible pression d’eau	1	B. Apport ou pression moyenne d’eau	0,66	B. Apport ou pression moyenne d’eau	0,66
SRF	J. Tension moyenne, conditions convenables de tension	1	J. Tension moyenne, conditions convenables de tension	1	J. Tension moyenne, conditions convenables de tension	1	J. Tension moyenne, conditions convenables de tension	1	J. Tension moyenne, conditions convenables de tension	1
Q		0,275		1,1		2,97		1,1		0,55

V.3.CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons résumés les trois méthodes empiriques de classification utilisées par les ingénieurs dans le tunnel de Texanna (RQD, RMR, GSI, Q-system) et nous trouvons finalement qu'elles donnent les mêmes résultats.

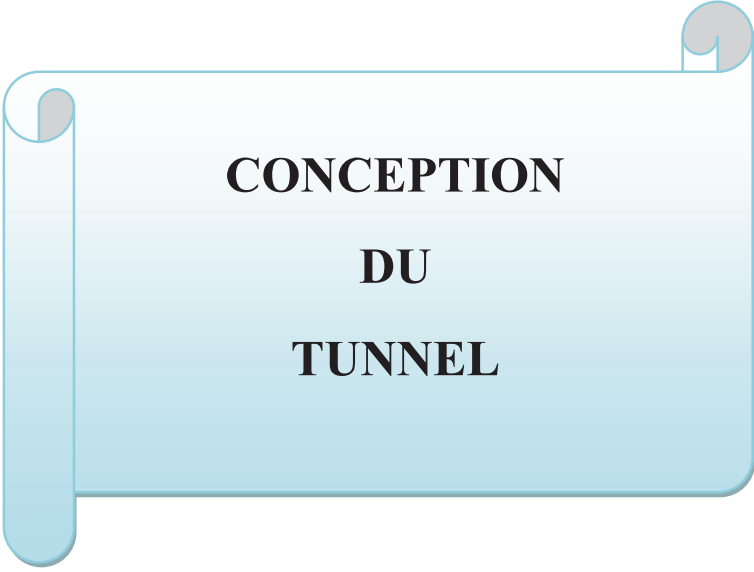
L'analyse en question a établis l'existence de trois classes de roche en fonction des conditions in situ : classes II, III et IV (tableau 7).

Dans la suite de ce travail de fin d'étude nous nous sommes concentrés sur la partie de classe IV du tube droit (PK 26+550) pour les raisons suivantes :

- Dans cette zone le rayon de rupture calculé par le bureau d'étude (logiciel Rocksupport) est le plus élevé.
- La couverture y est la plus importante
- L'état de la roche y est le plus mauvais (classe IV)



CHAPITRE VI



**CONCEPTION
DU
TUNNEL**

VI.1. INTRODUCTION

La conception du tunnel est un facteur clé pour assurer un service correct et approprié pour ce dernier, Car la conception appropriée sur le plan géométrique et sur le plan équipement aide à fournir la protection requise à l'intérieur du tunnel en plus du confort et une grande longévité à l'ouvrage.

VI.2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE SOUTERRAIN

VI.2.1. SECTION TRANSVERSALE

À ce stade de l'étude de faisabilité technique, la section type est composée de deux tubes interconnectés par des galeries d'accès à intervalles réguliers.

VI.2.1.1 LA PLATE FORME

La plateforme d'un tunnel est composée de :

- Un trottoir adroit et/ou à gauche
- Une bande dérasée de droite et/ou de gauche pouvant servir à l'arrêt d'urgence de certaines catégories de véhicules (BDD, BDG). Si la largeur est supérieure ou égale 2m, elle est appelée bande d'arrêt d'urgence (BAUD, BAUG)
- Les voies

Le nombre des voies :

Le nombre de voie du tunnel est identique à celui de la route, Lorsque le trafic peut être augmenté dans le temps, ils conviennent de tenir compte les critères suivants dans le dimensionnement du tunnel :

- Soit augmenter la largeur roulable du tunnel.
- Soit prévoir à construire d'un tube supplémentaire

Largeur des voies :

La largeur des voies dans le tunnel est identique à celui de l'extérieure, en général la largeur des voies dans le tunnel autoroutier est égale 3,5m.

Le trottoir :

Presque toutes les réglementations internationales recommandent de doter les tunnels de trottoirs réservés au personnel, et en cas d'incident, accessibles aux piétons. (Voir Figure VI.1)

Le rôle de trottoir est résumé ci-dessous :

- Permettre les opérations d'entretien dans de meilleures conditions de sécurité.
- Faciliter de l'installation de conduits, câbles et autres éléments des équipements du tunnel.
- En cas d'accident ou en panne, permettre aux passagers d'attendre les équipes de secours dans de meilleures conditions de sécurité.
- La largeur du trottoir, ajoutée à la largeur de l'accotement, accroît la capacité de la route.

Bande dérasé :

La bande dérasée une surlargeur de chaussée, de structure identique à la chaussée elle-même, son rôle est résumé ci-dessous :

- Permettre la récupération d'un véhicule déviant de sa trajectoire.
- Permettre des manœuvres d'évitement.
- Faciliter les opérations d'entretien de la chaussée et des dépendances.

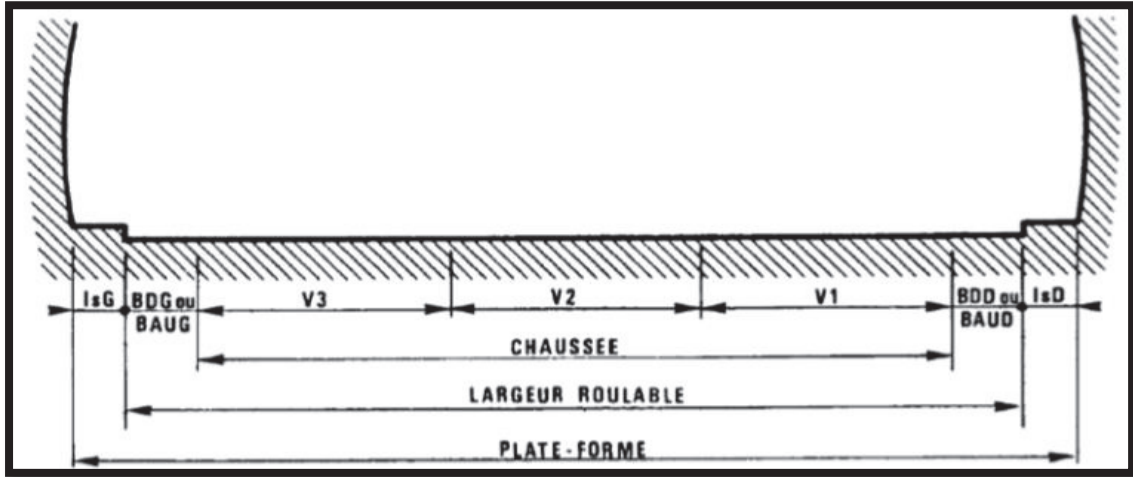


Figure VI.1. la plateforme d'un tunnel

VI.2.1.2. LE GABARIT

C'est la hauteur statique maximale d'un véhicule, chargement compris, dont le passage peut être accepté sous ouvrage, dans des conditions normales de circulation [9].

VI.2.1.3. HAUTEUR LIBRE DE LOUVRAGE

Cette valeur représente la distance minimale entre tout point de la partie roulable de la plateforme existante ou projetée et de tout point de la sous face de l'ouvrage, ou le échéant, de la partie inférieure des équipements que supporte cette sous face [6]:

$$H = H_m + R_p + R_s + R_c \tag{14}$$

Tel que :

- H_m : hauteur libre minimale (la hauteur libre sans équipement).
- R_c : revanche de construction et d'entretien.
- R_p : Revanche de protection.
- R_s : revanche de signalisation.

D'après le CETU (centre d'étude tunnel),(note d'information n°18) [8].

Tableau VI.1: hauteur libre minimale dans le tunnel

Type de route	Cas générale	Route international	Autoroute
Hauteur libre minimale (m)	4,3	4,50	4,75

La revanche de signalisation(R_s)

Il nécessaire de prévoir une marge de sécurité qui tient compte les écarts dynamiques du véhicule, ou des bâches flottantes.

La revanche de protection (R_p)

La revanche de protection (R_p) permet d'assurer la protection des équipements, selon Le CETU cette revanche de protection ait une valeur d'au moins 10 cm, En l'absence d'équipement, il n'est toutefois pas nécessaire de tenir compte de cette revanche.

La revanche de construction(R_c)

En prévision des tassements ou des erreurs des rechargements, il est nécessaire de prévoir une "revanche de construction et d'entretien (R_c).

Tableau VI.2: valeurs usuelles de revanches utilisées selon le CETU

Revanche de signalisation	Revanche de protection	Revanche de construction
0.2 à 0.3m	0.1m	0.05 à 1m

VI.2.1.4. LES ENCOMBREMENT

C'est l'espace supérieure et latérale occupe par les équipements (éclairage signalisation, Besoins en ventiel) (voir la figure VI.2)

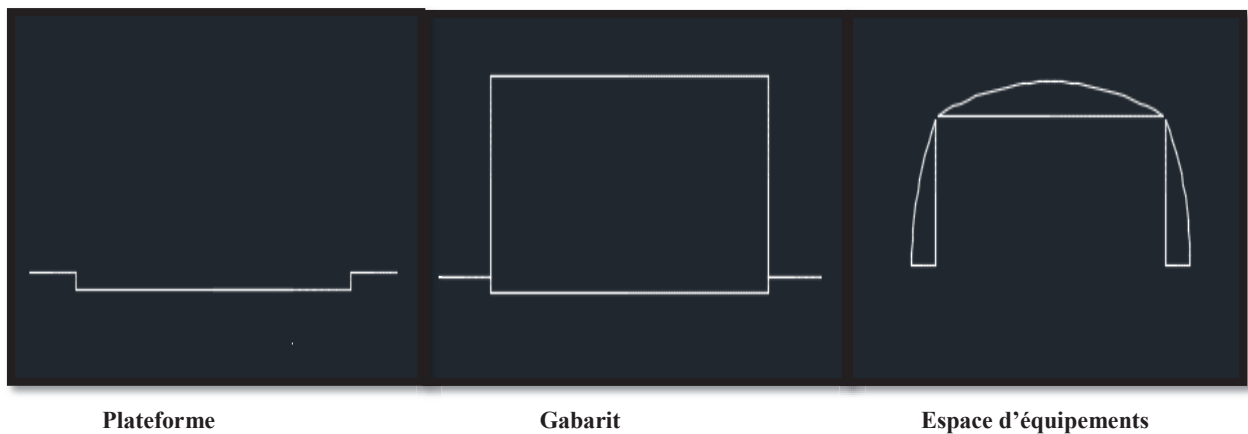


Figure VI.2 : Les éléments de la section transversale.

VI.2.2. DETERMINATION DE LA SECTION TRANSVERSALE DU TUNNEL DE TEXANA**VI.2.2.1 LA PLATFORME****Les voies :**

Ce tunnel entre dans un projet autoroutier de profil en travers de 3 voies de 3.5 m chacune.

Bande dérasé :

D'après le CETU, une valeur minimale de 0.30 m et maximum de 1m pour les bandes dérasées peut être recommandée. Les dimensions les plus couramment utilisées sont les suivants : 0.30 m, 0.50 m, 0.75 m ou 1 m. pour notre projet on prend $BDD = BDG = 0.5 \text{ m}$.

Les trottoirs :

Le tunnel de taxana est situé dans une zone non urbain donc pas de passage des piétons, et pour des raisons d'entretien on prend 0.75m de trottoir de chaque côté.

Alors la plateforme de ce tunnel est : $10.5 \text{ m} + 2 \cdot 0.5 \text{ m} + 2 \cdot 0.75 \text{ m} = 13 \text{ m}$ de largeur.

VI.2.2.2. LE GABARIT

D'après le CETU La hauteur libre minimale d'un tunnel autoroutier est 4.75

Les 3 Revanches que nous avons précédemment définies:

- $R_c = 0.1 \text{ m}$
 - $R_p = 0.1 \text{ m}$
 - $R_s = 0.3 \text{ m}$
- $H = 4.75 \text{ m} + 0.10 \text{ m} + 0.10 + 0.3 \text{ m} = 5.25 \text{ m}$.

VI.2.3. TRACE EN PLEN

Le tracé de notre tunnel se compose d'un alignement droit entre les PK 24+750 à 25+971 et de courbes de grands rayons entre les PK 25+971 et 26+630.

La pente transversale :

- 2.5% dans l'alignement droit et cela pour l'évacuation des eaux (d'après l'ECTAAL) (instruction sur les conditions techniques d'aménagement des autoroutes de liaison).

VI.3. EXIGENCES OPÉRATIONNELLES ET DE SÉCURITÉ**VI.3.1. ASSAINISSEMENT**

Pour l'évacuation des produits liquide, on prévoit de mettre un système d'évacuation présenté dans la figure suivante :

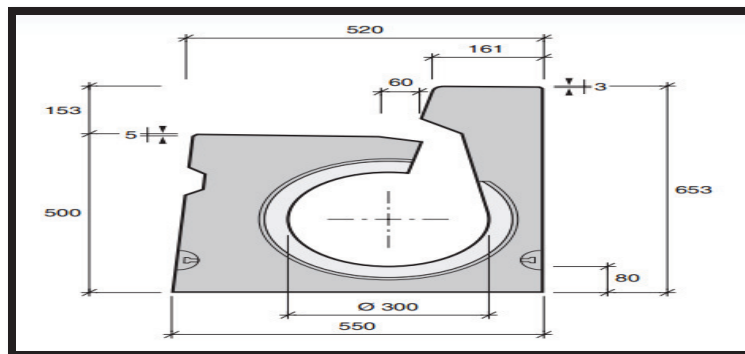


Figure VI.3 : System d'évacuation des liquide

VI.3.2. VENTILATION

D'un point de vue global, la ventilation doit permettre :

En condition normale de :

- Contrôler la qualité de l'air
- Contrôler le courant d'air longitudinal

En condition d'incendie de :

- Garantir la sécurité en amont et dans les issues de secours
- Cantonner et évacuer les fumées et calories
- Éviter la propagation des fumées vers des espaces sains
- Garantir la visibilité dans le tunnel

Il Ya deux type de système de ventilation :

Le système longitudinal : pour lequel des ventilateurs (généralement appelés accélérateurs ou ventilateurs de jet) poussent la masse d'air du tunnel, sans apport d'air frais ni sortie d'air vicié autrement que par les têtes [8].

Le système transversal : pour lequel on injecte et/ou extrait de l'air à intervalles réguliers dans le tunnel au moyen de gaines de ventilation; selon les cas, on parlera de système transversal pur (le débit extrait est égal au débit insufflé), de système semi-transversal (il n'y a pas d'extraction d'air vicié) ou de système transversal partiel (le débit d'extraction est plus faible que le débit d'insufflation) [8].

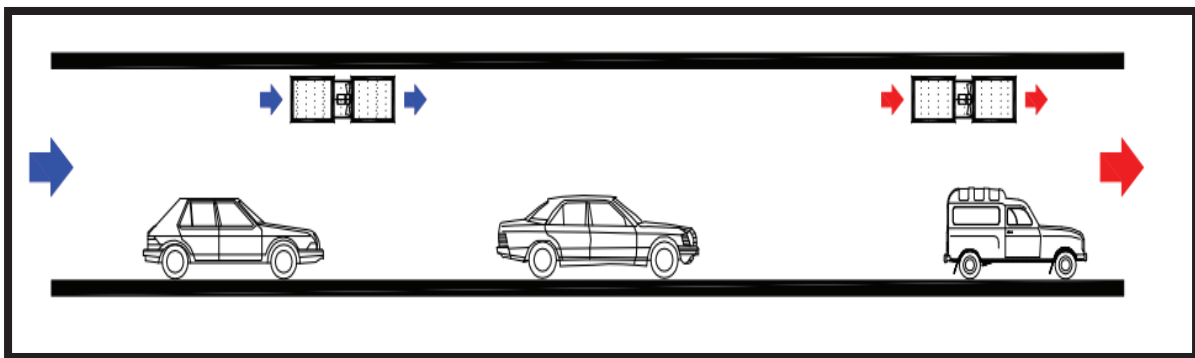


Figure VI.4 : Le système de Ventilation longitudinale

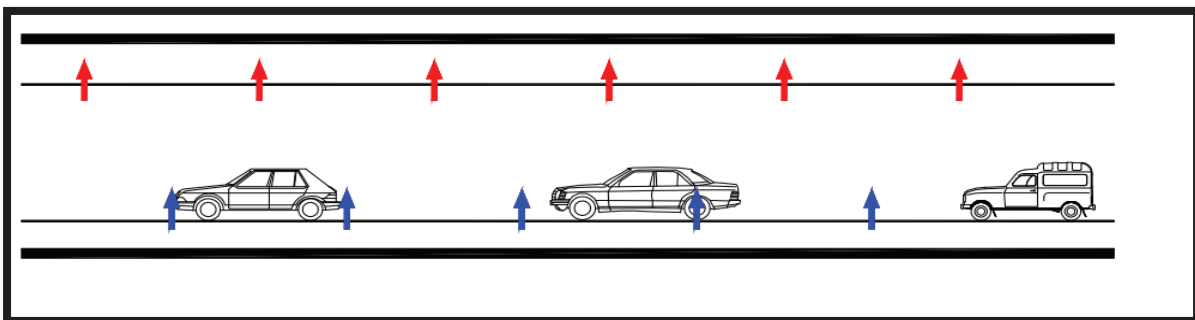


Figure VI.5. Le système de Ventilation transversale

Le système de ventilation est choisi essentiellement pour être le plus économique possible tout en tenant compte des questions de sécurité, au travers de l'application de l'instruction technique, On retient un système longitudinal.

VI.3.3. LES NICHE DE SECURITE

Les niches de sécurité Généralement creusées dans le piédroit, d'après le CETU les niches sont creusées chaque 200m, à droite de chaque sens de circulation, avec les dimensions minimales suivantes (voir la figure VI.6)

2m de largeur, 2m de hauteur ,0.7de profondeur, dans notre tunnel on a 9 niches de sécurité.

Dans notre tunnel on prend :

- Largeur :3m
- Hauteur=2m
- Profondeur=1.5



Figure VI.6. Les niches de sécurité

A l'intérieure de ces niches sont prévus :

- Alimentation électrique : Prises dans les niches de sécurité, alimentation secourue sans coupure et alimentation secourue de puissance
- Postes d'appel d'urgence : Dans les niches de sécurité (tous les 200 m), dans les issues / accès de secours.
- Lutte contre incendie extincteurs : 2 extincteurs dans chaque niche de sécurité (tous les 200 m de chaque côté).
- Alimentation en eau : Bouche ou poteau d'incendie tous les 200 m (d'un seul côté).

VI.3.4. ÉCLAIRAGE – VISIBILITÉ

L'éclairage est un outil fondamental pour assurer le confort et la sécurité des usagers du tunnel, Son optimisation selon le type d'éclairage (rendement) choisi combiné aux surfaces claires des parois intérieures du tunnel permet de minimiser les coûts de consommation électrique. Dans un tunnel, Trios systèmes d'éclairage sont prévus :

- **Un éclairage de base présent sur toute la longueur du tunnel et allumé en permanence,** Ce système d'éclairage sera positionné au-dessus de la chaussée ou sur les côtés des murs latéraux.
- **Un éclairage de renforcement situé aux deux extrémités du tunnel avant de rejoindre la partie du portail à ciel ouvert,** Ce système d'éclairage intégré dans le même alignement que l'éclairage de base permet de réguler le flux lumineux à l'entrée et à la sortie du tunnel. Il permet aux conducteurs de s'adapter à la luminosité extérieure ou intérieure.
- **Un éclairage d'urgence connecté sur le système électrique de secours,** Ce système d'éclairage offrira aux usagers une visibilité minimale leur permettant d'identifier le chemin d'accès aux issues de secours et les issues de secours elle-même.

VI.3.5.LES GALERIES DE COMMUNICATION

Dédié à l'évacuation des véhicules :

Sont implantées à intervalles réguliers de 800m: dans notre tunnel nous avons deux galeries.

Dédié aux piétons :

Sont implantées à intervalles réguliers de 400m: dans notre tunnel nous avons quatre galeries.

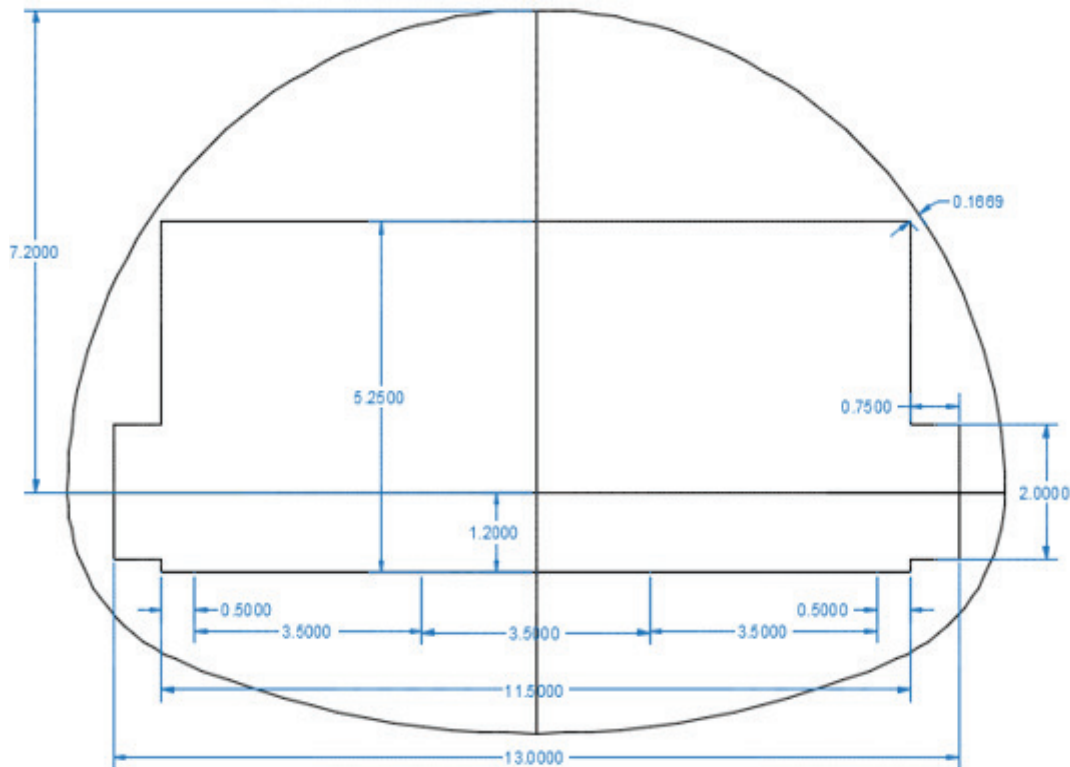


Figure VI.7: la section transversale du tunnel de texanna

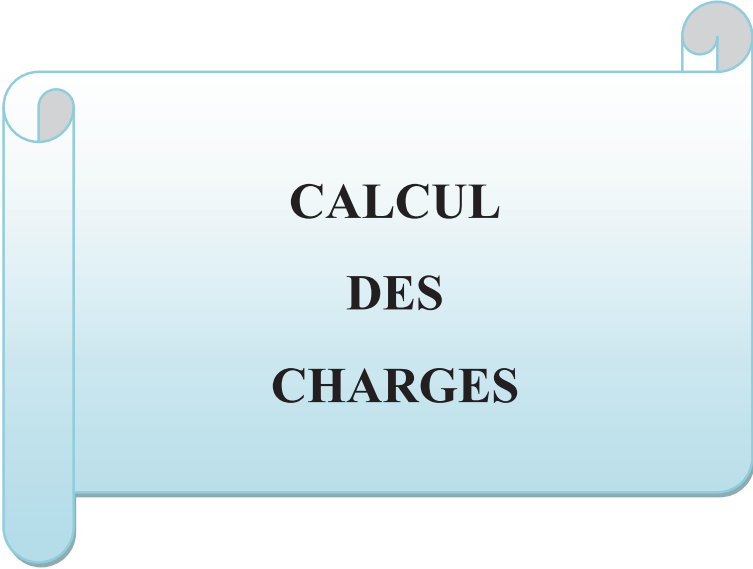
VI.4. CONCLUSION

Lors de la conception du tunnel de texanna, nous avons pris en compte les points suivants :

- Assurer la bonne fonctionnalité de l'ouvrage
 - Garantir la sécurité aux conducteurs
 - D'optimiser le cout de l'ouvrage par choisir une forme optimale de la section transversale et réduire des espaces non utilisables.
 - L'utilisation utile des dispositifs de sécurité
- Tout cela en respectant les normes de conception



CHAPITRE VII



**CALCUL
DES
CHARGES**

VII.1. INTRODUCTION

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches adjacentes constituant le terrain, c'est à dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique.

Vue la complexité du problème de détermination des actions agissant sur des ouvrages, certaines hypothèses simplificatrices ont été émises :

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope.
- La déformation est bidirectionnelle.
- Les actions extérieures considérées sont dues au poids des terres sus-jacentes.

VII.2.LES PRESSIONS SOUTERRAINES

Il existe trois types de poussée :

- **Poussée de détente** (dislocation) : due au détachement de la masse rocheuse de la calotte engendré par la décompression du massif rocheux.
- **Poussée géologique** : due au poids des couches situées au-dessus de l'excavation.
- **Poussée de gonflement** : due à une augmentation du volume des roches.

VII.2.1. POUSES DE DÉTENTE

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression du sol. En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, la masse de roche située au-dessus de l'excavation marque une tendance à l'affaissement et si le haut de l'excavation est démuné de soutènement, ceci provoquera le détachement progressif d'un coin du rocher de la masse principale.

Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des pieds droits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle α [15].

VII.2.2. POUSSEE GEOLOGIQUE

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par devers effets tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavation dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les pieds droits. Le processus de mouvement suscité par les travaux d'excavation débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des pieds droits.

La pression atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finisse par dépasser la résistance à la compression simple de la roche, Les parois latérales commencent à flamber en diminuant leur résistance aux charges extérieures[15].

VII.2.3. POUSSEE DE GONFLEMENT

Dans quelques roches argileuses ou délitées, nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine[15]. Cette poussée peut être:

1. **D'origine physique:** due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par apport d'eau. Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau.
2. **D'origine chimique:** due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates. Parmi les plus connus des causes chimiques provoquant le gonflement est la transformation de l'anhydrite CaSO_4 en gypse au contact de l'eau.

VII.3.LES METHODES DE CALCUL DES CHARGES VERTICALES

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des charges, chacune de ces méthodes à son hypothèse.

VII.3.1. METHODE DE TERZAGHI

TERZAGHI admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplace déjà lors de l'excavation, et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement, Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition[10] [15].

Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravée par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})$ agissant le long des plans de glissement.

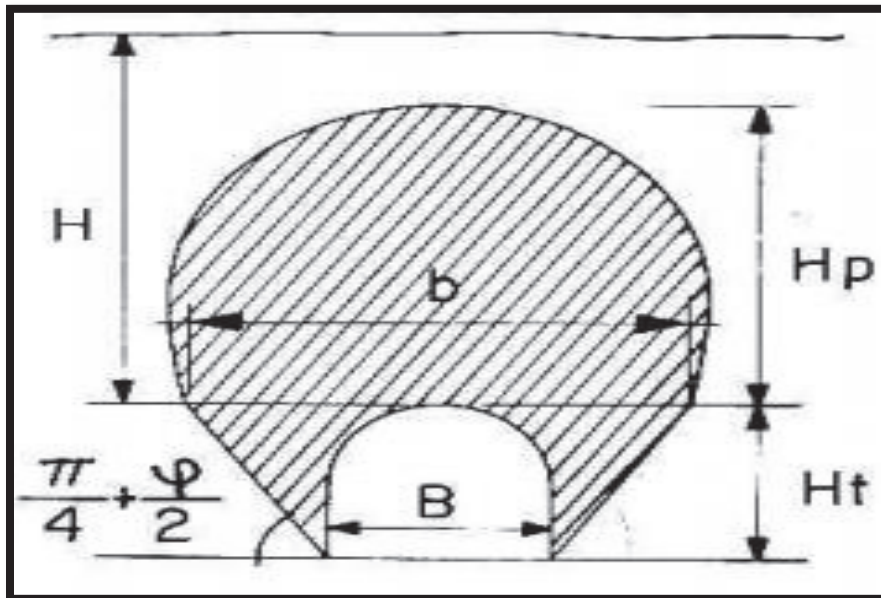


Figure VII.1. Hypothèse de calcul de TERZAGUI

Où :

- H : La couverture de terre
- H_t : La hauteur de l'excavation
- B : La largeur de l'excavation

$$\text{Avec : } b = B + 2H_t \text{tg} (45^\circ - \varphi/2) \quad (15)$$

La contrainte verticale est donné par :

$$\sigma_v = \frac{b\gamma - 2c}{2k \text{tg}(\varphi)} \left[1 - e^{-\frac{2kH \text{tg}(\varphi)}{b}} \right] + q * e^{-\frac{2kH \text{tg}(\varphi)}{b}} \quad (16)$$

C : cohésion γ : poids volumique q : la surcharge en surface φ = angle de frottement

K : Coefficient de poussée active généralement égale à 1.

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

Application numérique sur la partie située entre le Portail sud - PK: 26+500 du tube droit :

Tableau VII.1.les donnes géotechniques du tronçon étudié

	C (kPa)	φ (°)	γ (KN/m ³)	H(m)
Couche 1	20	20	20	4
Couche2	139	32	27	48

Avec :

$$B=16.2\text{m} \quad H_t=12.6\text{m} \quad b=30.16\text{m}$$

Couche 1:

$$C = 20 \text{ kPa} \quad \varphi = 20^\circ \quad \gamma = 20\text{KN/m}^3 \quad K = 1 \quad H = 4\text{m} \quad q = 0$$

$$\sigma_v = \frac{30.16*20 - 2*20}{2*1*\text{tg}(20)} \left[1 - e^{-\frac{2*1*4*\text{tg}(20)}{30.16}} \right] + 0 = 71.2 \text{ kPa}$$

Couche 2:

$$C = 139 \text{ kPa} \quad \varphi = 32^\circ \quad \gamma = 27\text{KN/m}^3 \quad K = 1 \quad H = 48\text{m} \quad q = 71.20\text{KPa}$$

$$\sigma_v = \frac{30.16*27-2*139}{2*1*\text{tg}(32)} \left[1 - e^{-\frac{2*1*48*\text{tg}(32)}{30.16}} \right] + 71.20 * e^{-\frac{2*1*48*\text{tg}(32)}{30.16}} = 380.16 \text{ kPa}$$

VII.3.2. THEORIE DES POIDS DE TERRE

Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à faible profondeur. Elle suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharges se trouvant au-dessus du tunnel [15].

$$\text{La contrainte verticale est donné par : } \sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q \quad [15] \quad (17)$$

Où q est la charge en surface

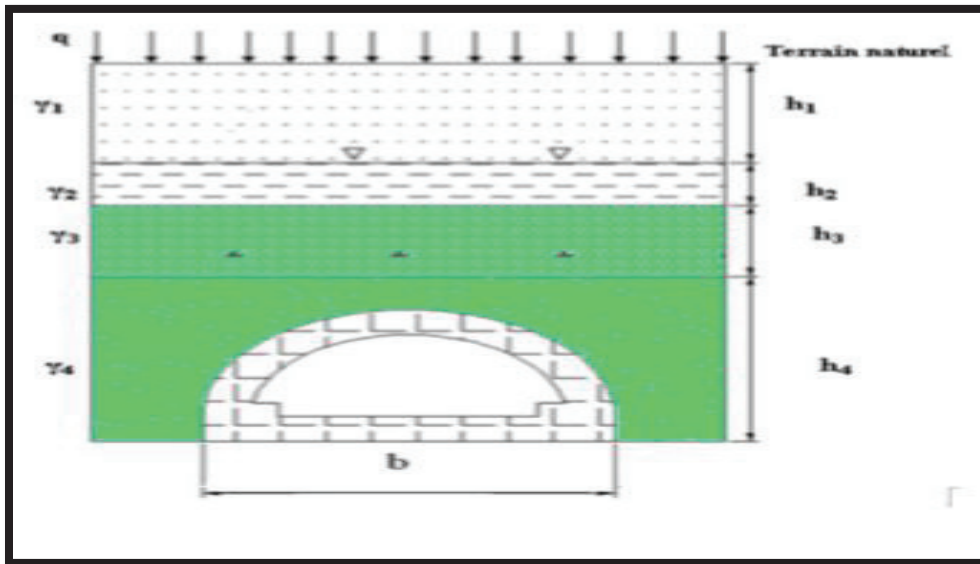


Figure VII.2. Théorie des poids des terres

Application numérique sur La partie située entre le Portail sud - PK: 26+500 du tube droit :

$$\sigma_v = 20 * 4 + 27 * 48 = 1376 \text{ KPa}$$

VII.3.3. THEORIE DE BIERBAÜMER

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de sol délimité par une parabole de hauteur $h = \alpha H$ et que le massif aura tendance à glisser suivant un angle de : $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$ [15].

La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_v = \gamma * h = \gamma * \alpha * H \quad [15] \quad (18)$$

Avec :

- H : Couverture du terrain
- h : Hauteur de la parabole de charge
- α : Coefficient de réduction

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{si } H < 15 \\ 1 - \frac{tg(\varphi) Htg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} & \text{si } 15 \leq H \leq 200 \\ tg^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{si } H > 200 \end{cases} \quad (19)$$

$$B = \begin{cases} b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Section en fer à cheval, rectangulaire} \\ 2rtg\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{section circulaire} \end{cases} \quad (20)$$

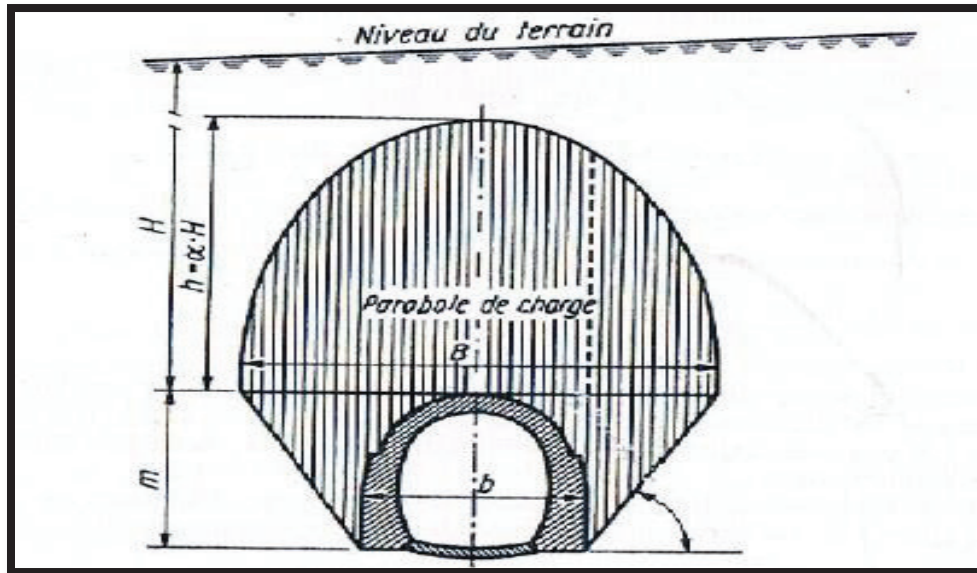


Figure VII.3. Théorie de BIERBAUMER.

Cette théorie est applicable aux tunnels situés à une grande profondeur.

Dans le tunnel de texenna : $m=12.6m$

Application numérique sur La partie située entre le Portail sud - PK: 26+500 du tube droit :

$$15 \leq H = 52 \leq 200$$

$$B = 16.2 + 2 * 12.6 * tg(45 - 16) = 30,16m.$$

$$\alpha = 1 - \frac{tg(32) * 52 * tg^2(45 - 16)}{30.16} = 0.67$$

$$\sigma_v = 27 * 0.67 * 52 = 940.68 \text{ kPa}$$

VII.3.4. INTERPRITATION DES RESULTAT

D'après l'analyse des résultats des trois méthodes, on remarque que la première méthode (méthode de TERZAGHI) est la plus fiable pour estimer les charges verticales, vu que cette méthode prend en considération la cohésion et l'angle de frottement du sol, par contre la méthode de BIERBAUMER n'est pas applicable dans notre cas.

VII.4. METHODE DE CALCUL DES CHARGES HORIZONTALE

VII.4. 1. METHODE DE TERZAGHI

Selon TERZAGHI la poussée peut être calculée approximativement par la formule :

$$\sigma_H = \begin{cases} 0.3\gamma(0,5H_t + H_p) & \text{pour le cas generale} \\ \gamma H t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) & \text{pour les terrains granuleux ou ebouillis} \\ \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} & \text{pour les roches de bonne tenue} \end{cases} \quad (21)$$

Avec :

$$H_p = \frac{B}{2\sin(\varphi)} \quad [15] \quad (22)$$

Et ν : Coefficient de poisson

Application numérique sur La partie située entre le Portail sud - PK: 26+500 du tube droit :

$$H_p = \frac{16.2}{2\sin(32)} = 15.28m$$

$$\sigma_H = 0.3 * 27 * (0,5 * 12.6 + 15.28) = 174.798 \text{ kPa}$$

VII.4.2. METHODE DE COULOUMB-RANKINE

Ces deux chercheurs admettent que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

1. Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{H1} = k_a * \sigma_v \quad \text{A court terme, (C'est le cas du soutènement provisoire).} \quad (23)$$

$$\sigma_{H1} = k_0 * \sigma_v \quad \text{A long terme, (C'est le cas du revêtement définitif).} \quad (24)$$

Avec σ_v : Contrainte verticale de TERZAGHI.

$$k_a = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (25)$$

$$k_0 = 1 - \sin(\varphi) X_1 X_2 X_3 \quad (26)$$

Où

X_1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.

X_2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain

X_3 : Coefficient rhéologique

Tableau VII.2. Coefficient d'influence

Nature du terrain	X_1	X_2	X_3
Remblais	1	1	1
Argile	0.7	1	0.5
Sable	1	1	1
Marne	0.7	1	0.7

2. Au niveau du radier :

$$\sigma_H = \sigma_{H1} + \sigma_{H2} \tag{27}$$

Où :

$$\sigma_{H2} = mytg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2ctg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \tag{15} \tag{28}$$

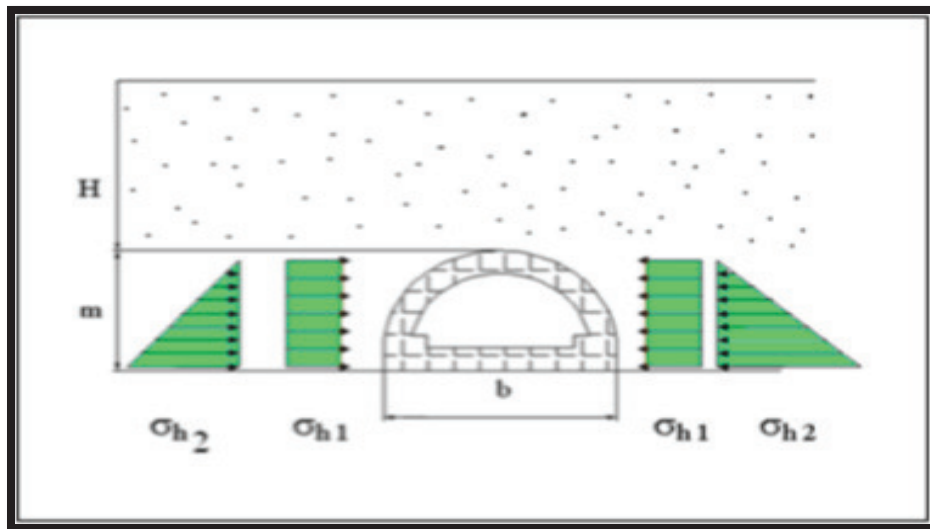


Figure VII.4. Théorie de COULOUMB-RANKINE

Application numérique sur la partie située entre le Portail sud - PK: 26+500 du tube droit :

1. Au niveau de la calotte :

$$k_a = tg^2(29) = 0.3$$

$$k_0 = 1 - \sin(32) * 0,7 * 1 * 0,5 = 0,81$$

$\sigma_{H1} = 0.3 * 380.16 = 114.048 \text{ KPa}$ A court terme, (C'est le cas du soutènement provisoire).

$\sigma_{H1} = 0,81 * 380.16 = 307.93 \text{ KPa}$ A long terme, (C'est le cas du revêtement définitif).

$$\sigma_{H2} = 12.6 * 27\text{tg}^2(29) - 2 * 139 * \text{tg}(29) = - 49.56 \text{ KPa}$$

2. Au niveau de radier :

$\sigma_H = 64.48 \text{ KPa}$ A court terme, (C'est le cas du soutènement provisoire).

$\sigma_H = 258.37 \text{ KPa}$ A long terme, (C'est le cas du revêtement définitif).

VII.4.3. METHODE SOVIETIQUE

Cette dernière, considère la poussée latérale comme étant une charge trapézoïdale limitée par deux valeurs extrêmes situées au niveau de la calotte et du radier.

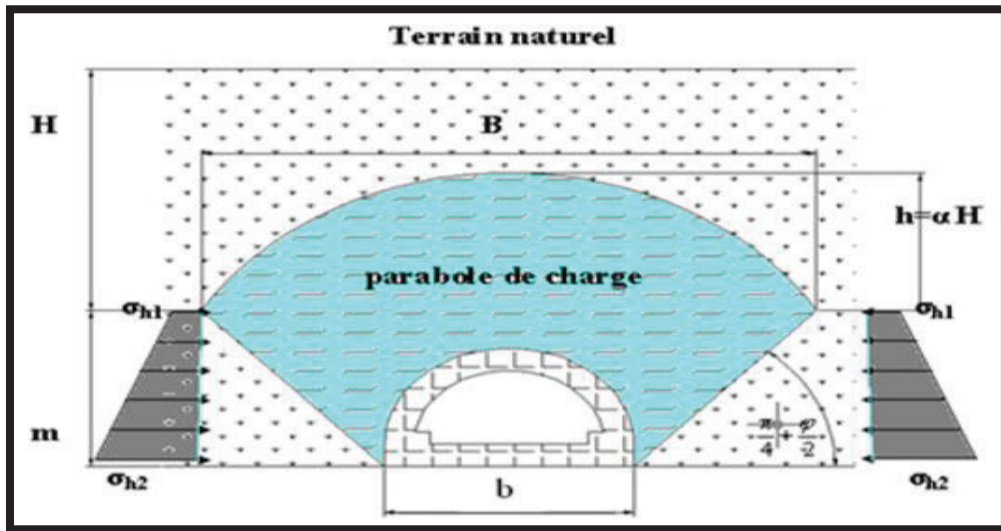


Figure VII.5. Méthode soviétique

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{H1} = \gamma h_p \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 * c * \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [15] \quad (29)$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$\sigma_{H2} = \gamma(h_p + m) \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 * c * \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [15] \quad (30)$$

Avec :

$$H_p = \frac{b}{2 * \sin(\varphi)} \quad (31)$$

Application numérique sur La partie située entre le Portail sud - PK: 26+500 du tube droit:

$$h_p = 15.28\text{m}$$

$$\sigma_{H1} = 27 \cdot 15.28 \cdot \text{tg}^2(29) - 2 \cdot 139 \cdot \text{tg}(29) = -27.33\text{KPa}$$

$$\sigma_{H2} = 27(15.28 + 12.6) \text{tg}^2(29) - 2 \cdot 139 \cdot \text{tg}(29) = 77.2\text{kPa}$$

VII.4.4. INTERPRITATION DES RESULTAT

Dans le cadre de calcul de la poussée horizontale, on a trouvé que la méthode de TERZAGHI donne le résultat le plus défavorable parmi les trois méthodes représenté ci-dessus, dans le reste de notre travaille on applique l'estimation de la méthode de TERZAGHI.

VII.5. LA PRESSION AGISSANT AU NIVEAU DU RADIER**La méthode de TSIMBAREVITCH :**

A cause de l'influence de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales un coin de radier aura déplacé vers l'intérieur de l'excavation. Ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée de terrains située sous l'évidement [14].

On détermine Z par :

$$Z = \frac{2c(\sqrt{K_P} + \sqrt{K_\alpha}) - pK_\alpha}{\gamma(K_P - K_\alpha)} \quad [15] \quad (32)$$

La poussée de terre est :

$$E_a = (P + \gamma Z) \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad [15] \quad (33)$$

La butée de terre est :

$$E_p = (\gamma Z) \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (34)$$

Où :

$$k_a = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (35)$$

$$k_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (36)$$

$$P = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q \quad (37)$$

C : la cohésion

φ = l'angle de frottement

La résultante des efforts agissant à la direction de l'excavation est :

$$E = \frac{\gamma Z}{2} + (Z + 2H)\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2} \gamma Z^2 \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad [15] \quad (38)$$

L'effort horizontal agissant dans le sens de l'excavation peut être décomposé en deux composantes :

$$T = E \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [15] \quad (39)$$

$$S = E \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [15] \quad (40)$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts venant des deux côtés on obtient une résultante définie par T_0 :

$$T_0 = \frac{2 \cdot E}{\cos \varphi} \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [15] \quad (41)$$

La résultante T_0 exerce son action suivant l'axe centrale verticalement. Cette pression dirigé vers le haut est équilibrée soit par une charge q soit par une contre voute du radier, la charge doit être répartie sur la longueur Y , calculée par la formule suivante :

$$Y = \frac{Z}{\text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad [15] \quad (42)$$

Enfin la contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \quad [15] \quad (43)$$

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

$$\sigma < \sigma_{\text{lim}} = \left[\frac{4C}{1 - \sin \varphi} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi \quad [15] \quad (44)$$

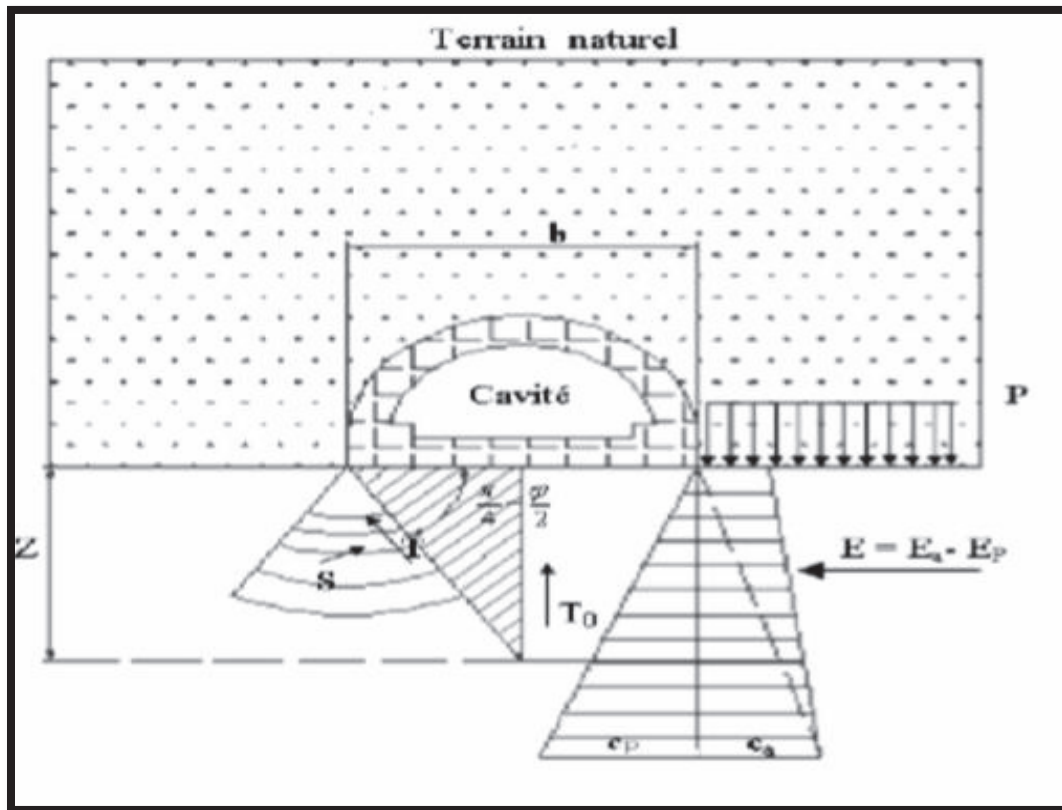


Figure VII.6. La poussée au niveau de radier selon TSIMBRIEVITCH

Application numérique sur La partie située entre le Portail sud - PK: 26+500 du tube droit :

$$k_a = \operatorname{tg}^2(29) = 0.3$$

$$k_p = \operatorname{tg}^2(61) = 3.25$$

$$P = 27 \cdot 48 + 20 \cdot 4 = 1376 \text{ KPa}$$

$$Z = \frac{2 \cdot 139 (\sqrt{3.25} + \sqrt{0.3}) - 1376 \cdot 0.3}{27 \cdot (3.25 - 0.3)} = 3.02 \text{ m}$$

La poussée de terre est :

$$E_a = (1376 + 27 \cdot 3.02) \operatorname{tg}^2(29) - 2 \cdot 139 \operatorname{tg}(29) = 293.74 \text{ KPa}$$

La butée de terre est :

$$E_p = (27 \cdot 3.02) \operatorname{tg}^2(29) - 2 \cdot 139 \operatorname{tg}(29) = -129.04 \text{ KPa}$$

La résultante des efforts agissant à la direction de l'excavation est :

$$E = E_a - E_p = 293.74 - (-129.04) = 422.78 \text{ KPa}$$

L'effort horizontal agissant dans le sens de l'excavation peut être décomposé en deux composantes :

$$T = 422.78 * \cos(29) = 369.77 \text{KPa}$$

$$S = 422.78 * \sin(29) = 204.96 \text{ KPa}$$

$$T_0 = \frac{2 * 422.78}{\cos 32} \sin^2(29) = 234.35 \text{KPa}$$

$$Y = \frac{3.02}{\text{tg}(29)} = 5.45 \text{m}$$

Enfin la contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{234.35}{5.45} = 43 \text{ KPa}$$

Vérification :

$$\sigma_{\text{lim}} = \left[\frac{4 * 139}{1 - \sin 32} \right] (2 + \sin 32) * \cos 32 = 2537.6 \text{ KPa} < 43 \text{KPa} \longrightarrow \text{Non soulèvement vérifiée}$$

VII.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a procédé aux calculs des charges, les charges sont calculées par trois méthodes différents (3 méthodes pour les charges verticale et 3 pour les charges horizontales), et la charge agissant sur le radier par la méthode de TSIMBARIEVITCH.

Les résultats représentés dans le tableau suivant seront utilisés dans le prochain chapitre pour le dimensionnement et vérification du soutènement.

Tableau VII.3. Les charges abdiquées sur La partie située entre le Portail sud - PK: 26+500

Charge verticale (KPa)	Charge horizontale (KPa)	Charge au niveau du radier (KPa)
380.16	174.798	43



CHAPITRE VIII



**SOUTENEMENT PROVISOIRE-
METHODE CONVERGENCE
CONFINEMENT-
MODELISATION PAR PLAXIS**

VIII .1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous avons divisé le travail en trois parties, la première partie il s'agit de la modélisation du soutènement provisoire avec logiciel robot2018, cette modélisation permettra de vérifier les sollicitations (M, N, T), dans la deuxième partie il s'agira de mettre en application la méthode convergence confinement pour obtenir la courbe caractéristique du sol, et qui sera utilisée avec la courbe du soutènement pour obtenir le point d'équilibre, la dernière partie de ce chapitre est consacrée à la modélisation du tunnel en creusement par plaxis, afin de déterminer les contraintes, déplacements, les sollicitations (M,N,T) agissant sur l'anneau du tunnel. Tous ces parties concernent la zone la plus défavorable (E) de classe IV, situé au niveau du portail sud entre (Portail sud- PK: 26+500 du tube droit et portail sud- PK :2+490.970 du tube gauche du tunnel). Le profil géologique de tube à droite de la zone D et E mentionné dans l'annexe n°1.

VIII .2. VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT

Chaque élément du soutènement provisoire doit être vérifié (béton projeté, cintres métalliques, boulons et treillis à souder) avec les sollicitations calculées après l'application des charges horizontales et verticales.

VIII .2.1. PREDIMENSIONNEMENT DU SOUTÈNEMENT

Pour chaque classe de roche, la méthode empirique de BIENIAWSKI (voir le chapitre V paragraphe V.2.2) propose aussi des recommandations sur le soutènement, voir le tableau VIII.1.

Tableau VIII.1. Recommandation du soutènement d'après Z. BIENIAWSKI

Classe de la Roche	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE		BETON PROJETE			CINTRES METALLIQUES	
	Espace-ment	Complément d'encrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espace-ment
1	Généralement pas nécessaire						
2	1.5-2.0 m	occasionnellement treillis soudé en voûte	50mm	Néant	néant	non rentable	
3	1.0-1.5 m	treillis soudé + 30mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	cintres légers	1.5-2.0 m
4	0.5-1.0m	treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	treillis soudé et boulons de 1.5 à 3m d'espace-ment	Cintre moyens + 50 mm de béton projeté	0.7-1.5 m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0.7 m

D'après cette recommandation le soutènement provisoire de rocher de classe IV est :

- Cintre métallique HEB 180 avec espacement de 1m
- Boulon d'ancrage repartie de type IPO espacé de 1m
- Béton projeté de 30 cm (deux couche)
- Treillis soudés

VIII.2.2.LES MATERIAUX DE SOUTÈNEMENT ET LEUR CARACTERISTIQUES

Cintres métalliques :

Le soutènement en acier assure un soutien immédiat avant et après que le béton projeté frais ne commence à porter. Ses caractéristiques :

- Acier S355 (HEB180)
- Limite d'élasticité $f_y = 355$ MPa
- Module d'élasticité $E_c = 2,1 \cdot 10^5$ MPa
- La section du cintre (HEB 180) A_c (HEB180) = 65.3 cm^2

Treillis en acier :

Un treillis en acier sera appliqué entre les couches de béton afin de constituer l'armature statique et constructive du revêtement en béton, l'utilisation du treillis en acier vise à assurer l'adhésion entre le rocher et le béton projeté, la stabilisation, l'augmentation de la résistance au cisaillement et l'empêchement des fissures excessives jusqu'à la prise du béton.

Boulon d'ancrage :

Les boulons d'ancrage seront appliqués systématiquement comme une partie du système de type de soutien. Les boulons d'ancrage sont utilisés dans tous les systèmes de soutien du fait qu'ils augmentent la qualité et la résistance de la masse de rocher en renforçant la résistance de cisaillement, réduisent la déformation dans le tunnel et empêchent la rupture des rochers, La longueur des boulons de rocher est choisie de sorte qu'ils dépassent au moins ~ 2 m la zone en plastique formée autour du tunnel, Dans notre cas nous avons opté pour des boulons d'ancrage de type auto-forant espacés de 1m et de longueur de 8m à cause de la qualité de roche caractériser par le rayon de rupture.

Béton projeté :

L'utilisation du béton projeté est indispensable comme élément porteur qui empêche la relaxation du rocher périphérique, Le béton projeté est l'élément qui assure la plus grande pression de soutien parmi les éléments de soutènement.

Les caractéristiques du béton projeté :

- Béton projeté de classe C30
- Epaisseur = 30cm
- Poids volumique = 25 KN/m^3
- Résistance à la compression $f_{c28} = 30$ MPa
- Module d'élasticité $E_b = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496.76$ MPa

Tableau VIII.2. Les propriétés mécaniques de Béton projeté-cintres métalliques

	E (MPa)	A(cm ²)
Cintre métallique (HEB180)	2.1*10 ⁵	65.3
Béton projeté	11496.76	3000

VIII.2.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE DU SOUTÈNEMENT

La modélisation du soutènement provisoire on vas l’effectuée en utilisant la méthode **des réactions hyperstatiques**, car depuis longtemps elle reste une approximation courante et économique dans des ouvrages construits en sol meuble ou en rocher fracturé.

Dans cette méthode on étudie le comportement de soutènement sous l’action de charges extérieures, On distingue alors des charges dites ‘actives’ qui sont indépendantes de l’état de déformation du soutènement (charges et surcharges intérieures ou extérieures, poussées du terrain) et des charges dites « passives » qui sont des réactions hyperstatiques dépendant de la déformation (ce sont classiquement les réactions de butée du terrain) [6].

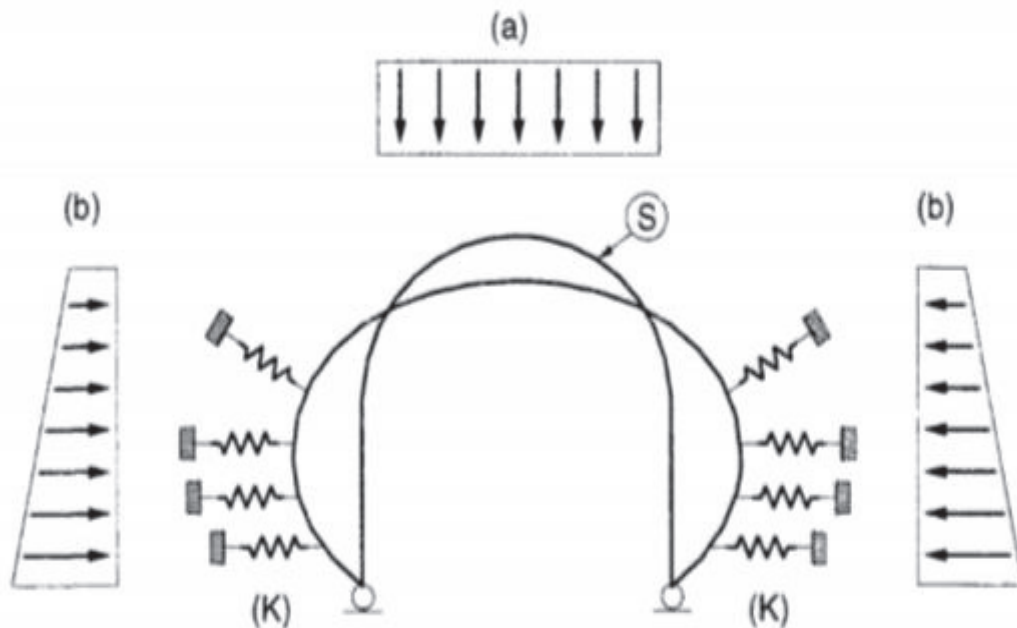


Figure VIII.1. Méthode des réactions hyperstatiques

(a) et (b) poussées actives du terrain ne dépend pas de la déformation de soutènement (S). à chaque point de (S) :

$$Q = K * u [6] \tag{45}$$

Où :

- Q est la pression de réaction au point considéré
- u est le déplacement du contact soutènement-terrain vers l’intérieurs.

K est le coefficient de raideur du terrain (dépend des caractéristiques du terrain et de la forme de l'excavation).

La valeur de K est donnée par la formule suivante :

$$K = \frac{E}{(1+\nu).R} * e \quad [6] \quad (46)$$

Avec :

- E : module de Young
- ν : Coefficient de poisson
- R : Rayon équivalent calculer à partir de la section équivalente $S_{eq} = \pi * R_{eq}^2$
- e : La distance entre les appuis élastique, selon notre modèle on prend presque $e=1$.

La section qui sera modélisée est une section homogénéisée, constituée du « cintre plus béton projeté » qui aura un module d'élasticité équivalent E_{eq} qui est calculé automatiquement par le logiciel robot structurelle. Les nœuds peuvent se déplacer librement dans le sens vertical et horizontal.

La rigidité du treillis à souder est négligeable, et Les boulons d'ancrage répartie, améliore les caractéristiques du terrain et ne font pas partie de l'analyse de la structure du soutènement (considérée composée de cintres et béton projeté), ce qui augmente la sécurité.

Les efforts internes ensuite calculé sont produits par la poussée du terrain calculé par la méthode de TERZAGHI, dont les résultats sont obtenus dans le chapitre VII.

Présentation du logiciel « robot Autodesk » :

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional est un logiciel 3D destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures aux éléments finis, il permet de créer les structures, les calculer et dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

VIII.2.3.1. CALCUL DE LA RAIDEUR DU TERRAIN

Les données géotechniques du terrain dans la zone E:

- Module d'élasticité $E = 400 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson $\nu = 0.3$

Application numérique

Le rayon équivalent : $R_{eq} = 7.04\text{m}$

le coefficient de raideur : $K = \frac{400}{(1.3).*7} * 1 = 43956\text{KN/m}$

VIII.2.3.2.LA SECTION EQUIVALENTE

- **Rigidité du béton projeté :**

1. à la compression :

$$E_b * A'_b = \frac{E_b * A_b}{a} \quad [6] \quad (47)$$

(A.N) $E_b * A'_b = \frac{11496.76 * 0.3 * 1}{1} = 3449.028 \text{ MN/m}$

2. à la flexion :

$$E_b * I'_b = \frac{E_b * I_b}{a} \quad [6] \quad (48)$$

(A.N) $E_b * I'_b = 11496.76 * \frac{1 * 0.3^3}{12} = 25.87 \text{ MN.m}$

➤ Rigidités des cintres métalliques :

1. à la compression :

$$E_c * A'_c = \frac{E_c * A_c}{a} \quad [6] \quad (49)$$

(A.N) $E_c * A'_c = \frac{2.1 * 10^5 * 65.3 * 10^{-4}}{1} = 1371.3 \text{ MN/m}$

2. à la flexion :

$$E_c * I'_c = \frac{E_c * I_c}{a} \quad [6] \quad (50)$$

(A.N) $E_c * I'_c = \frac{2.1 * 10^5 * 3831 * 10^{-8}}{1} = 8.045 \text{ MN.m}$

➤ Caractéristique de la section équivalente:

$$E_{eq} A_{eq} = \sum E_i A_i = E_b * A'_b + E_c * A'_c \quad [6] \quad (51)$$

(A.N) $E_{eq} A_{eq} = 4820.33 \text{ MN/m}$

$$E_{eq} I_{eq} = \sum E_i I_i = E_b * I'_b + E_c * I'_c \quad [6] \quad (52)$$

(A.N) $E_{eq} I_{eq} = 33.915 \text{ MN.m}$

On aura donc:

$$e_{eq} = 0.29 \text{ m} \quad E_{eq} = 16621.82 \text{ MPa}$$

VIII.2.4. REPARTION DES EFFORTS INTERNES

➤ **Les Rapports de rigidité :**

$$\theta_N = \frac{E_b \cdot A_b}{E_c \cdot A_c} \text{ Rapport de rigidité à la compression entre le béton projeté et le cintre.} \quad (53)$$

$$\theta_M = \frac{E_b \cdot I_b}{E_c \cdot I_c} \text{ Rapport de rigidité à la flexion entre le béton projeté et le cintre.} \quad (54)$$

Applications numérique :

$$\theta_N = \frac{3449.028}{1371.3} = 2.51$$

$$\theta_M = \frac{25.87}{8.045} = 3.21$$

➤ **L'effort porté par chaque élément du soutènement est donné par :**

On peut adopter approximativement la répartition des efforts entre les éléments du soutènement provisoire :

1. **Béton projeté :**

$$N_b = \frac{E_b \cdot A_b}{E_b \cdot A_b + E_c \cdot A_c} N_{Max} = \frac{\theta_N}{1 + \theta_N} N_{Max} \quad [6] \quad (55)$$

$$M_b = \frac{E_b \cdot I_b}{E_b \cdot I_b + E_c \cdot I_c} M_{Max} = \frac{\theta_M}{1 + \theta_M} M_{Max} \quad [6] \quad (56)$$

$$T_b = \frac{\theta_N}{1 + \theta_N} T_{Max} \quad [6] \quad (57)$$

$$M_b = 0.76 M_{Max}$$

$$N_b = 0.71 N_{Max}$$

$$T_b = 0.71 T_{Max}$$

2. **Cintre métallique:**

$$N_c = \frac{E_c \cdot A_c}{E_c \cdot A_c + E_b \cdot A_b} N_{Max} = \frac{1}{1 + \theta_N} N_{Max} \quad [6] \quad (58)$$

$$M_c = \frac{E_c \cdot I_c}{E_c \cdot I_c + E_b \cdot I_b} M_{Max} = \frac{1}{1 + \theta_M} M_{Max} \quad [6] \quad (59)$$

$$T_c = \frac{1}{1 + \theta_N} T_{Max} \quad [6] \quad (60)$$

$$M_c = 0.24 M_{Max}$$

$$N_c = 0.29 N_{Max}$$

$$T_c = 0.29 T_{Max}$$

VIII.2.4.1. LES EFFORTS INTERNES DE LA DEMI SECTION SUPERIEURE

Les diagrammes de l'effort normal, l'effort tranchant et le moment fléchissant de la demi section supérieure calculés par le logiciel robot sont définis dans les figures suivantes :

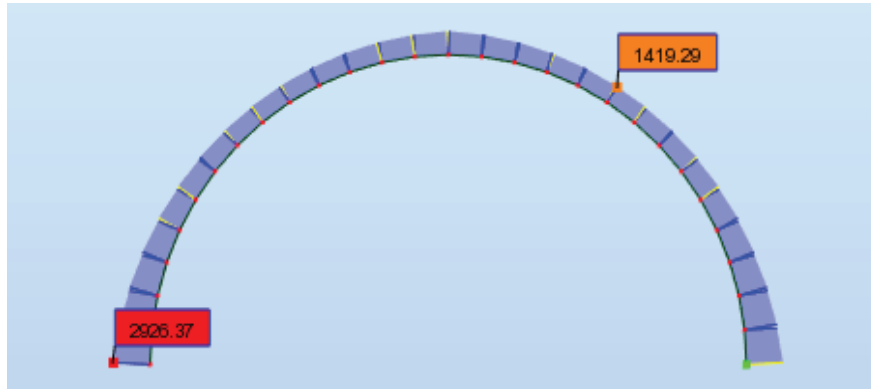


Figure VIII.2. L'effort normale de la demi section supérieure

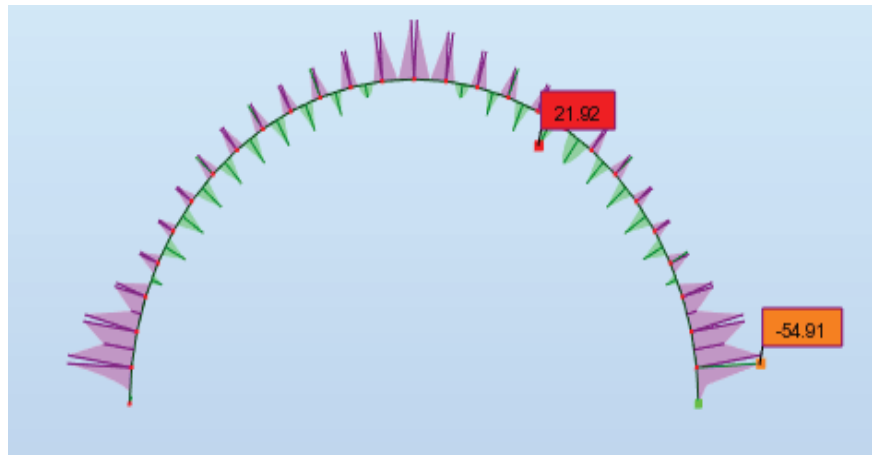


Figure VIII.3. L'effort tranchant de la demi section supérieure

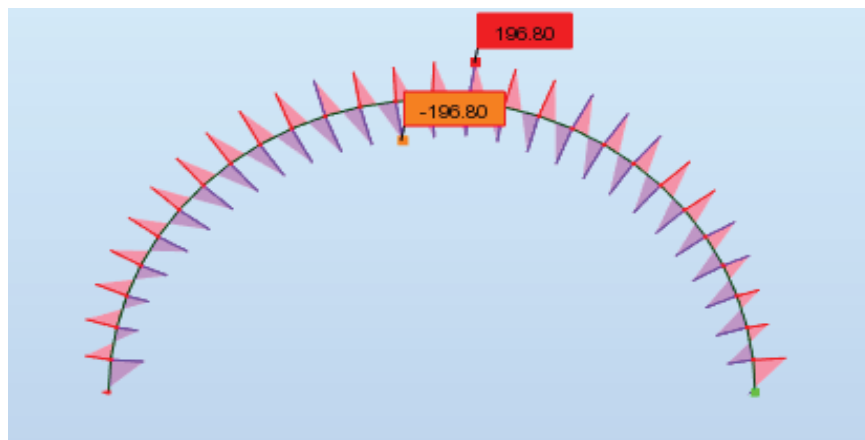


Figure VIII.4. Moment de flexion de la demi section supérieure

D’après Les diagrammes de l’effort normal, l’effort tranchant et le moment fléchissant les sollicitations maximales sont les suivantes :

$$M_{\max} = 54.91 \text{ KN. m} \quad N_{\max} = 2926.37 \text{ KN} \quad T_{\max} = 196.8 \text{ KN}$$

La Répartition des efforts internes sur chaque élément de soutènement est résumée dans le tableau suivant:

Tableau VIII.3. Les efforts de la demi section supérieure

	M(KN*m)	N(KN)	T(KN)
Béton projeté	41.73	2077.72	139.72
Cintre métallique	13.18	848.64	57.07

VIII.2.4.2. LES EFFORTS INTERNES DE LA SECTION COMPLETE

Les diagrammes de l’effort normal, l’effort tranchant et le moment fléchissant de la section totale du tunnel calculés par le logiciel robot sont définis dans les figures suivantes :

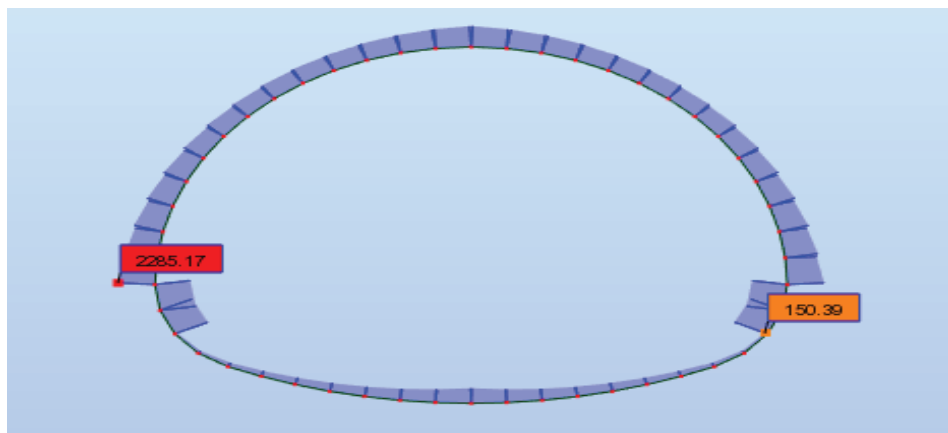


Figure VIII.5. L’effort normale de la section totale

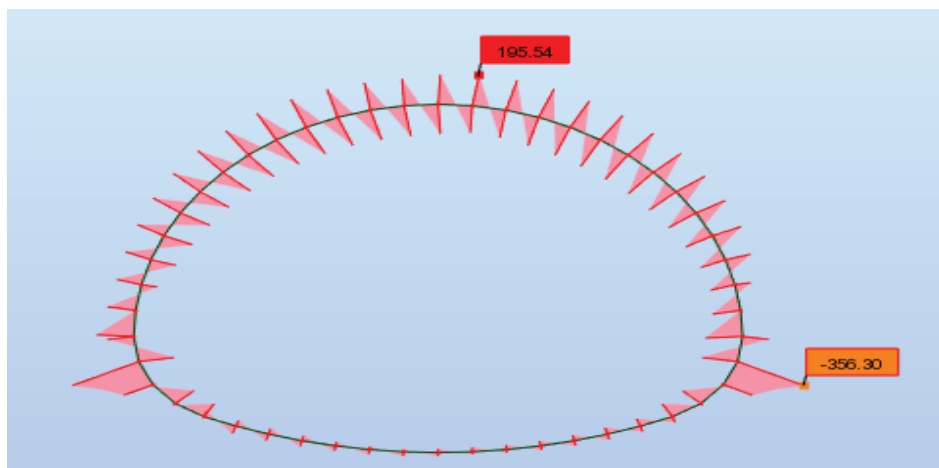


Figure VIII.6. L’effort tranchant de la section totale

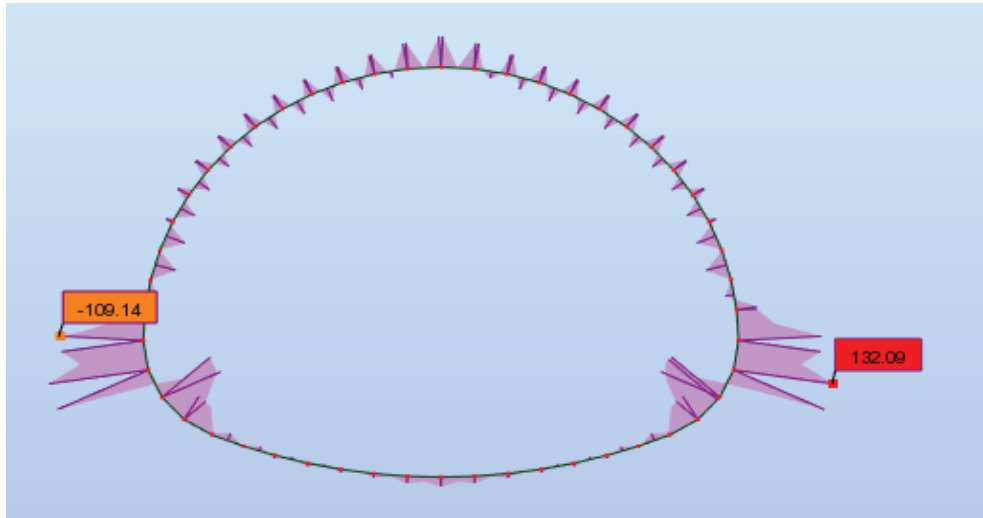


Figure VIII.7. Le moment de flexion de la section totale

D’après Les diagrammes de l’effort normal, l’effort tranchant et le moment fléchissant les sollicitations maximales sont les suivantes :

$$M_{max} = 132.09 \text{ KN. m} \quad N_{max} = 2285.17\text{KN} \quad T_{max}=356.3 \text{ KN}$$

La Répartition des efforts internes sur chaque élément de soutènement est résumée dans le tableau suivant:

Tableau VIII.4. Les efforts de la section complète

	M(KN*m)	N(KN)	T(KN)
Béton projeté	100.4	1622.47	252.97
Cintre métallique	31.70	662.69	103.32

VIII.2.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A (ELU)

Nous avons fait cette partie en appliquant le règlement BAEL [13].

1. Béton projeté :

Pour vérifier la résistance du béton, la condition suivante de la contrainte de compression doit être satisfaite :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A'_b} + \frac{M_b}{W'_b} \right) < f_{bu} \quad [13] \quad (61)$$

$$W'_b = \frac{w_b}{a} = \frac{I_b}{a*y}$$

f_{bu} : Résistance limite ultime du béton

$$f_{bu} = \frac{0.85*f_{c28}}{\theta*\gamma'_b} \quad [13] \quad (62)$$

2. **Cintre métallique HEB180 :**

La condition suivante de la contrainte de compression doit être satisfaite :

$$\sigma_c = \gamma_s \left(\frac{N_c}{A'_c} + \frac{M_c}{W'_c} \right) < \sigma_e \quad [13] \quad (63)$$

A'_{c1} : Section d'acier dans 1 ml.

$$W'_c = \frac{I_c}{a * y}$$

Résistance de l'acier :

$$\sigma_e = \frac{f_y}{\gamma'_s}$$

VIII.2.5.1 APPLICATION SUR LA DEMI SECTION SUPEURIEURE

1. **Béton projeté :**

$$W'_b = \frac{I_b}{a * y} = \frac{1 * 0.3^3}{12 * 0.15} = 0.015$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta * \gamma'_b} = \frac{0.85 * 30}{1 * 1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 * \left(\frac{2077.72}{0.3} + \frac{41.73}{0.015} \right) * 10^{-3} = 13.1 \text{ MPa} < 17 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifié}$$

2. **Cintre métallique HEB180 :**

$$W'_c = \frac{3831 * 10^{-8}}{1 * 0.09} = 4.25 * 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \gamma_s = 1.33 \quad A'_c = 65.3 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_c = 1.33 * \left(\frac{848.64}{65.3 * 10^{-4}} + \frac{13.18}{4.25 * 10^{-4}} \right) * 10^{-3} = 214.1 \text{ KPa} < \frac{355}{1.15} = 308.7 \text{ KPa}$$

\longrightarrow Vérifié

VIII.2.5.2. APPLICATION SUR LA SECTION COMPLETE

1. **Béton projeté :**

$$\sigma_b = 1.35 * \left(\frac{1622.47}{0.3} + \frac{100.4}{0.015} \right) * 10^{-3} = 16.33 < f_{bu} = 17 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifié}$$

2. **Cintre métallique HEB180 :**

$$\sigma_c = 1.33 * \left(\frac{622.69}{65.3 * 10^{-4}} + \frac{31.7}{4.25 * 10^{-4}} \right) * 10^{-3} = 226.0 \text{ KPa} < \sigma_e = 308.7 \text{ KPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifié}$$

VIII.2.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT A(ELU)

1. **Béton projeté :**

La contrainte de cisaillement doit vérifier :

$$\tau_b = \frac{T_b}{a*d} < \tau_{lim} \quad [13] \tag{64}$$

$$\tau_{lim} = \min \left(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma'_b}, 4MPa \right) , \quad \gamma'_b = 1.5$$

$$\tau_{lim} = 3MPa$$

Avec :

- a : entre axe des cintres
- d : hauteur utile de la section

2. **Cintre métallique :**

La contrainte tangentielle τ due à l’effort tranchant T est donne par :

$$\tau_c = \frac{T_s*s}{I*t_w} < \tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \tag{65}$$

- I : Moment d’inertie du profilé.
- S : Moment statique du profilé.
- t_w : Épaisseur de l’âme du profilé.

$$\tau_{lim} = 204.95 \text{ KPa}$$

VIII.2.6.1. APPLICATION SUR LA DEMI SECTION SUPEURIEURE

1. **Béton projeté :**

$$\tau_b = \frac{139.72}{1*0.9*0.3} * 10^{-3} = 0.517MPa < 3MPa \longrightarrow \text{Vérfifié}$$

2. **Cintre métallique :**

$$\tau_c = \frac{T_s*S}{I*t_w} = \frac{57.07*241*10^{-6}}{3831*10^{-8}*8.5*10^{-3}} * 10^{-3} = 42.23KPa < \frac{355}{\sqrt{3}} = 204.95KPa \longrightarrow \text{Vérfifié}$$

VIII.2.6.2. APPLICATION SUR LA SECTION COMPLETE

1. **Béton projeté :**

$$\tau_b = \frac{252.97}{1*0.9*0.3} * 10^{-3} = 0.936MPa < \tau_{lim} = 3MPa \longrightarrow \text{Vérfifié}$$

2. Cintre métallique :

$$\tau_c = \frac{T_s * S}{I * t_w} = \frac{103.32 * 241 * 10^{-6}}{3831 * 10^{-8} * 8.5 * 10^{-3}} = 76.46 \text{ KPa} < \tau_{lim} = 204.95 \text{ KPa} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Interprétation de résultat :

Nous avons remarqué que le soutènement qu'on a recommandé (béton projeté, cintres métalliques, boulons et treillis à souder) est vérifié dans les deux cas (demi section supérieure et section complète).

VIII.3. METHODE CONVERGENCE CONFINNEMENT

La méthode de convergence-confinement (MCC) permet une analyse simplifiée de l'interaction entre le terrain et le soutènement.

La méthode de convergence-confinement est une méthode de calcul simple mais largement suffisante dans plusieurs cas, applicable pour les galeries ayant une symétrie de révolution.

Si elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, et les anisotropies de comportement mécanique et des contraintes géostatiques, elle permet par contre de tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final du complexe terrain-soutènement, à savoir :

- La déformabilité du terrain, notamment son comportement après la rupture et dans le temps
- La raideur du soutènement
- La déformation que le massif rocheux a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement

En outre cette méthode de calcul a l'intérêt de pouvoir se présenter graphiquement de façon simple.

VIII 3.1. PRINCIPE GENERALE DE LA MCC

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope P. Le déplacement radial u des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul. Pour modéliser l'excavation de la galerie, nous supposons d'abord la cavité remplie d'un liquide à une pression Pi correspondant à l'état initial isotrope P [16].

Comportement du massif

Ensuite, en diminuant la pression Pi, on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif. Cette pression Pi est diminuée depuis la valeur P jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe de pression déplacement est linéaire. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois de la cavité, une zone décomprimée apparaît autour du tunnel.

Elle s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure que la pression P_i décroît. La courbe est appelée courbe caractéristique du massif excavé.

Comportement du soutènement

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure P_i qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur de déplacement initiale U_{s0} pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

L'équilibre final

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

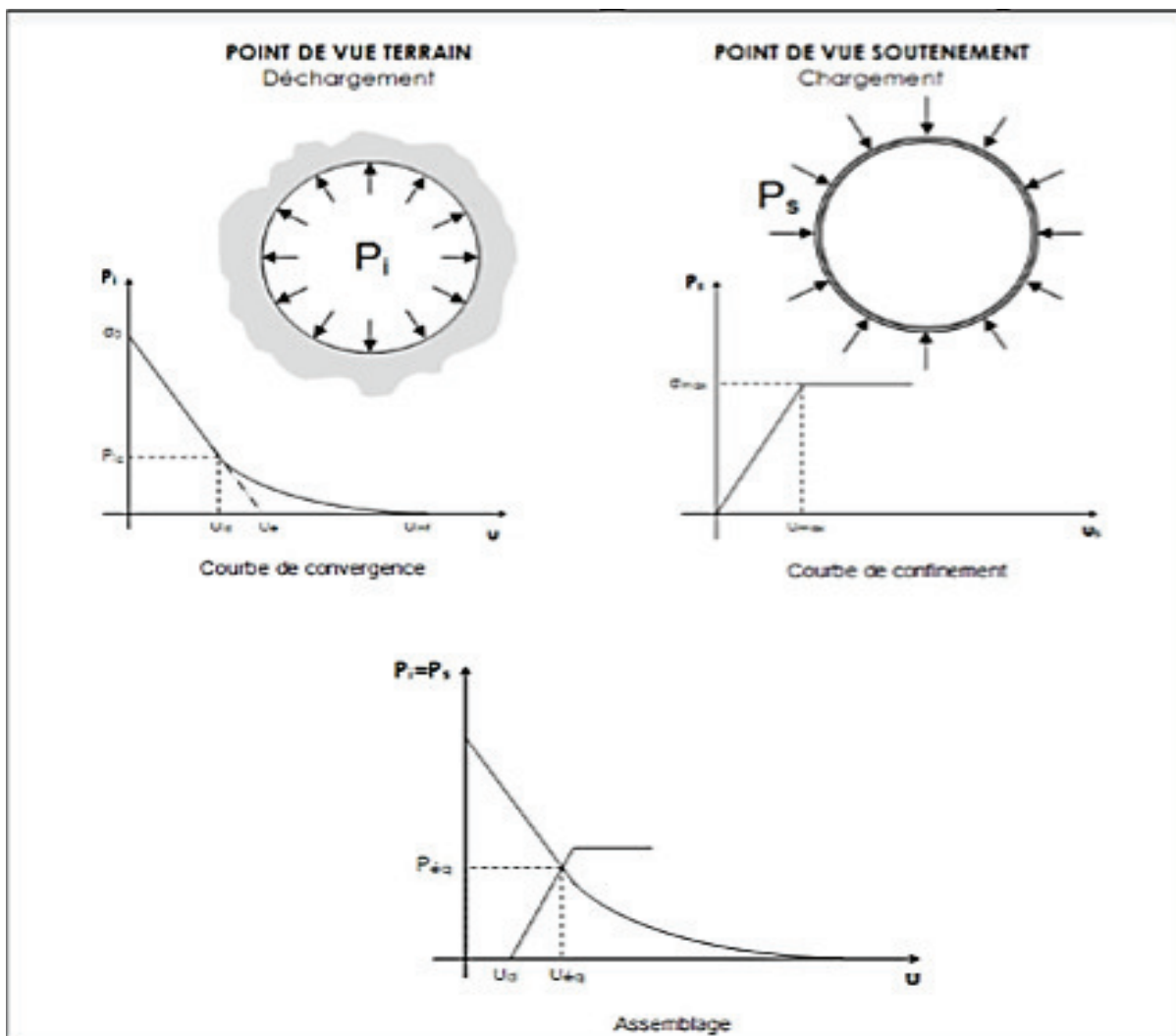


Figure VIII.8. Courbe convergence-confinement et assemblage

VIII.3.2. HYPOTHESES DE LA MCC

- Le tunnel est de section circulaire.
- Le matériau est composé d'un matériau homogène et isotrope.
- Le champ de contraintes initiales est hydrostatique. C'est-à-dire que les contraintes Naturelles verticale et horizontale sont égales.
- Le tunnel est suffisamment profond pour que l'on puisse négliger la variation de la contrainte initiale hydrostatique à sa proximité.
- Le soutènement est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation.
- D'autre part, pour que l'on puisse étudier le problème en état plan de déformation, la longueur du tunnel sera suffisamment importante, la déformation longitudinale sera alors considérée comme nulle [16].

VIII.3.3. ETAPES DE CALCUL D'UN PROBLEME TYPE MCC

Le calcul sera départagé comme suit :

- Courbe caractéristique du terrain.
- Courbe caractéristique du soutènement.
- Equilibre final.

VIII.3.3.1 COURBE CARACTERISTIQUE DU TERRAIN

Données du terrain de la zone E:

- Coefficient de Poisson: $\nu=0.3$
- Cohésion: $C = 139\text{KN/m}^2$
- Angle de frottement interne : $\Phi=32^\circ$
- Module d'élasticité $E=400\text{MPa}$
- Rayon de l'excavation: $R = 8.1 \text{ m}$

Nous avons deux cas possibles :

1. Première cas :

$\sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$, Le Creusement n'entraîne que des déformations élastiques, La courbe caractéristique du terrain est une droite passant par les deux points de coordonnées [16] :

$$\begin{cases} P = \sigma_0 & u = 0 \\ P = 0 & u = u_e = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_0 \cdot R \end{cases} \quad (66)$$

2. Deuxième cas :

$\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$, une fois l'état élastique est dépassé, il se développe autour de la cavité une zone en état limite de rupture, de rayon r_p , caractérisé par la pression P_a , du taux de déconfinement λ_a et du déplacement de la paroi U_a correspondant[16].

➤ **Charges verticales :**

Selon la méthode des poids des terres :

$$\sigma_0 = \sum \gamma_i h_i \quad [16] \quad (67)$$

(A.N) $\sigma_0 = 27 * 48 + 20 * 4 = 1376 \text{KPa}$

$$R_C = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad [16] \quad (68)$$

(A.N) $R_C = \frac{2 * 139 * \cos 32}{1 - \sin 32} = 501.32 \text{kPa}$

$\sigma_0 > \frac{R_C}{2}$ Donc le déplacement et plastique (deuxième cas)

➤ **Calcul de la pression d'apparition de la zone en état limite de rupture Pa :**

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad [16] \quad (69)$$

(A.N) $K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{32}{2} \right) = 3,25$

$$P_a = \sigma_0 (1 - \sin(\varphi)) - C \cos(\varphi) \quad [16] \quad (70)$$

(A.N) $P_a = 1376 (1 - \sin(32)) - 139 * \cos(32) = 528.95 \text{KPa}$.

➤ **Taux de déconfinement λ_a correspondant à l'apparition de zone plastique :**

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} \quad [16] \quad (71)$$

(A.N) $\lambda_a = \frac{1376 - 528.95}{1376} = 0.6$

➤ **Déplacement à la paroi :**

$$U_a = \lambda_a U_e = \left(\lambda_a \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 \cdot R \right) \quad [16] \quad (72)$$

(A.N) $U_a = 0.61 * \left(\frac{1+0.3}{400 * 10^3} * 1376 * 8.1 \right) = 22.09 \text{mm}$

➤ **Calcul de déformation :**

$$U_\lambda = \frac{1+\nu}{E} * \lambda_a * \sigma_0 * \frac{1}{1+\alpha} \left[2 * \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{1+\alpha} + \alpha - 1 \right] * R \quad [16] \quad (73)$$

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{K_p + 1} * \frac{(K_p - 1) * \sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda) * (K_p - 1) * \sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}} \quad (74)$$

Sachant qu'on a :

- $(\lambda) = \sigma_0 (1 - \lambda)$ [16] Pour les piédroits
- $(\lambda) = \sigma_0 (1 - \lambda) + \gamma(r_p - R)$ [16] pour la voute

Tableau VIII.5. Variation des Caractéristiques du terrain

Λ	$r_p(\lambda)$ en m	U_λ (m)	$P(\lambda)_{\text{pied droit}}$ (MPa)	$P(\lambda)_{\text{voute}}$ (MPa)
0	8.1	0.013	1.376	1.376
0.61	8.1	0.022	0.537	0.537
0.66	8.4	0.023	0.468	0.476
0.71	8.8	0.026	0.4	0.418
0.76	9.27	0.029	0.330	0.362
0.81	9.82	0.032	0.261	0.308
0.86	10.51	0.037	0.193	0.258
0.91	11.38	0.043	0.124	0.213
0.96	12.54	0.053	0.055	0.175
1	13.82	0.064	0	0.155

Dans la figure suivante en modélise à l'aide de logiciel EXCEL utilisant le Tableau(IX.1) Comme donné la variation de la pression dans la voute et dans le pied droit du tunnel en fonction de l'évolution de déplacement du terrain.

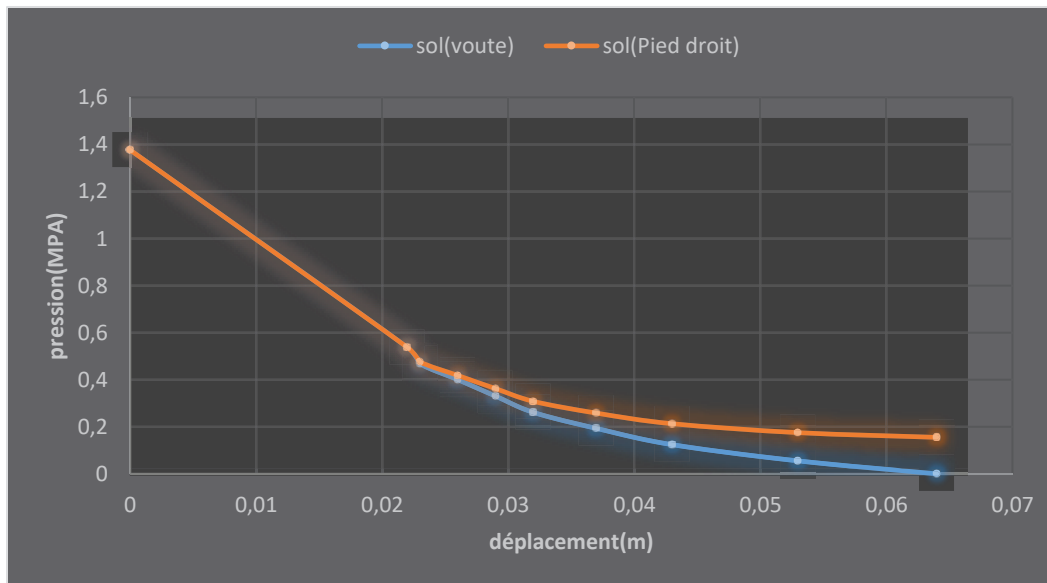


Figure VIII.9. Courbe caractéristique de convergence du terrain

VIII 3.3.2. COURBE CARACTERISTIQUE DU SOUTÈNEMENT

NOTE :

La Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement U_{S0} est :

$$\begin{cases} U_{S0} > 0.265U_e \\ U_e = 36.22\text{mm} \end{cases}$$

$$U_{S0} > 0.265 * 36.22$$

$$U_{S0} = 9.6\text{mm}$$

Soit généralement plus du 1/3 du déplacement élastique à p=0.

Donc : $U_{S0}=12.5\text{mm}$

Caractéristique de cintre HEB180 :

- La section du cintre $A_c = 65,3 \text{ cm}^2$
- Module de Young $E_c = 210000 \text{ Mpa}$
- Limite d'élasticité $f_y = 355 \text{ Mpa}$
- Espacement des cintres $a = 1\text{m}$

La raideur du cintre :

$$K_c = \frac{E \times A_s}{a \times R} \quad [16] \tag{75}$$

(A.N)
$$K_c = \frac{210000 \times 65.3}{1 \times 8.1} * 10^{-4} = 169.3\text{MP}$$

Pression maximale de cintre :

$$P_{cmax} = \frac{A_s \times f_y}{a \times R} \quad [16] \tag{76}$$

(A.N)
$$P_{cmax} = \frac{65.3 \times 355}{1 \times 8.1} * 10^{-4} = 0.28\text{MPa}$$

Déplacement du cintre :

$$u_a = \frac{P_c^{max} \times R}{K_c} \quad [16] \tag{77}$$

(A.N)
$$u_a = \frac{0.29 \times 8.1}{169.3} = 13,7\text{mm}$$

Caractéristiques du béton projeté :

- Epaisseur du béton $e = 0.3\text{m}$
- Résistance du béton $f_{c28} = 30\text{ MPa}$
- Coefficient de poisson $\nu = 0.2$
- Module de Young $E_b = 11496.7\text{MPa}$

La raideur du béton projeté:

$$K_b = \frac{E_b * e}{(1 - \nu^2) * R} \quad [16] \quad (78)$$

(A.N) $K_b = \frac{11496.7 * 0.3}{(1 - 0.2^2) * 8.1} = 443.54\text{ MPa}$

Pression maximale du béton projeté :

$$P_{bmax} = \frac{\sigma_{bmax} * e}{R} \quad [16] \quad (79)$$

Ou σ_{bmax} la contrainte maximale dans le béton est donner par :

$$\sigma_{bmax} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} \quad [16] \quad (80)$$

(A.N) $\sigma_{bmax} = \frac{0.85 * 30}{1.5} = 17\text{ MPa}$

(A.N) $P_{bmax} = \frac{17 * 0.3}{8.1} = 0.63\text{MPa}$

Déplacement du béton projeté :

$$U_{bmax} = \frac{P_{bmax} * R}{k_b} \quad (81)$$

(A.N) $U_{bmax} = \frac{0.63 * 8.1}{443.54} = 11.5\text{mm}$

Combinaison des soutènements (cintres + béton projeté) :

La raideur :

$$K_s = K_b + K_c \quad (82)$$

(A.N) $K_s = 453.54 + 169.3 = 622.84\text{MPa}$

$$P_{s \max} = P_{b\max} + P_{c\max} \quad (83)$$

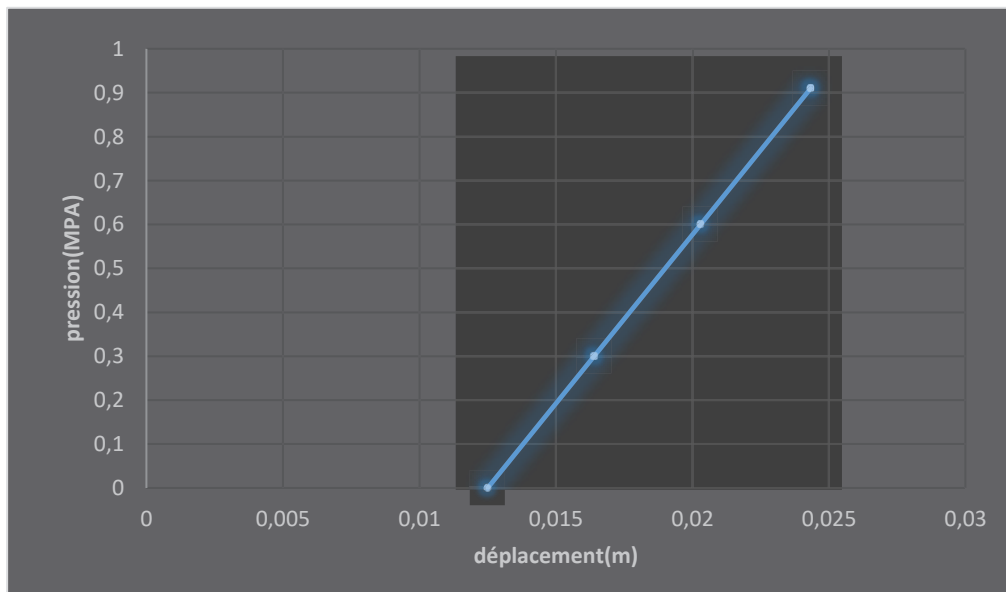
$$P_{s \max} = 0.63 + 0.28 = 0.91 \text{ MPa}$$

$$U_{c+b} = \frac{(P_{c\max} + P_{b\max}) * R}{K_b + K_c} \quad [16] \quad (84)$$

Tableau VIII.6. Caractéristique du soutènement

$P_{s \max}$ (MPa)	U_{c+b} (m)
0	0
0.3	0.003901
0.6	0.007803
0.91	0.011834

Dans la figure suivante en modélise à l'aide de logiciel EXCEL utilisant le Tableau.IX.2. Comme donné la variation de la pression dans le soutènement du tunnel en fonction de l'évolution de déplacement du terrain.



FigureVIII.10. Courbe caractéristique de confinement de soutènement

VIII.3.3.3. EQUILIBRE FINAL

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du soutènement donne l'état d'équilibre de l'ouvrage, donne :

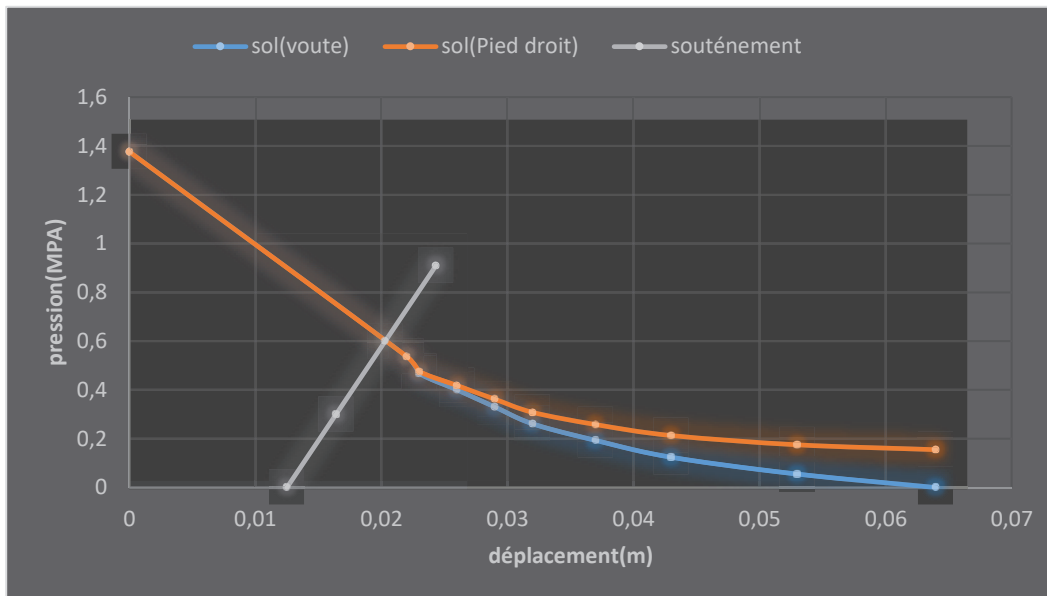


Figure VIII.11. Courbe convergence-confinement

on obtient le point d'équilibre ($U_{\text{équilibre}}; P_{\text{équilibre}}$) est : (0,0205m ;0,6 MPA)

Interprétation du résultat :

La courbe de la convergence confinement nous a donné des déplacements acceptables, ceci constitue une approche de l'interaction entre le sol et le soutènement, qui va nous permettre d'estimer les déplacements qui seront causés par le creusement du tunnel.

VIII.4. MODELISATION SOUS PLAXIS

Afin de contrôler la stabilité des ouvrages souterrains (tunnel, galerie...) et de le prévenir la rupture, il faut d'abord faire contrôler les déplacements de ces ouvrages et du sol, les contraintes totales effectives dans le sol, et les pressions interstitielles. Pour cela, l'ingénieur peut tirer profit des méthodes numériques qui lui permettent d'évaluer les déplacements dans la roche lors du creusement du tunnel. Parmi les méthodes les plus utilisées aujourd'hui il y a la méthode des éléments finis (MEF). Nous avons utilisé pour cela le logiciel Plaxis 2D pour estimer les déplacements autour de l'ouvrage en creusement du tunnel de Texanna[17].

La méthode des éléments finis (MEF)

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel).

Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage.

Le Maillage

Le solide est décomposé en éléments de forme géométrique simple ayant des côtés communs et dont les sommets ou nœuds sont les points d'articulation de plusieurs éléments entre eux. Ces nœuds seront les points d'application des forces intérieures ou extérieures. Un bon maillage doit faciliter les opérations prévues par un programme d'ordinateur.

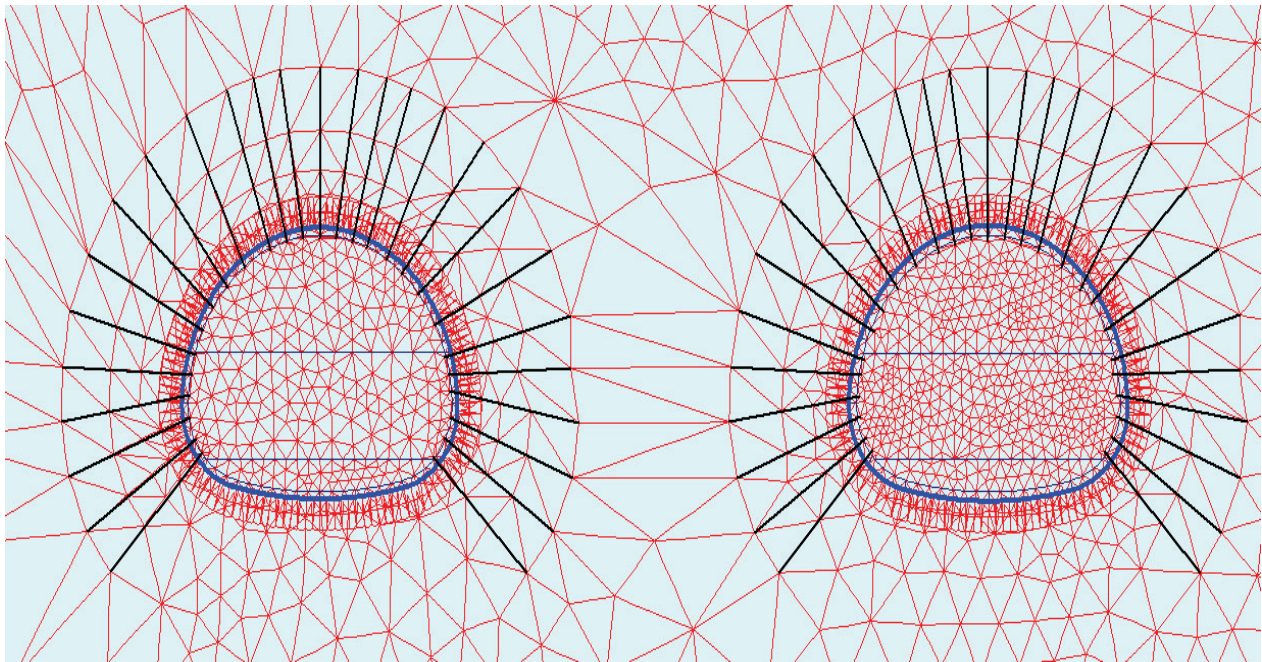


Figure VIII.12. Exemple d'un maillage du logiciel Plaxis

VIII .4.1 LA MODELISATION AVEC LE LOGICIEL PLAXIS 2D

VIII .4.1.1. PRESENTATION DU LOGICIEL

PLAXIS 2D est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destinés à l'analyse des déformations et de la stabilité des projets de tunnel, galerie, etc. D'où les applications géotechniques qui nécessitent des lois de comportement complexe pour la simulation du comportement des sols et des roches, qui non linéaire, anisotrope et dépend du temps. De même, il est nécessaire de prendre en compte les pressions interstitielles, qu'elles soient hydrostatiques ou non.

Le logiciel est doté de fonctionnalité qui permet la modélisation de la structure et traiter tous les interactions entre l'ouvrage et le sol (prévoir le comportement de l'ouvrage. un résumé des fonctions essentielle[17].

Les propriétés d'un massif rocheux dépendent des propriétés de la roche Constitutive (matrice), On présente deux modèles modèles de comportements utilisés dans Plaxis :

Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . Le modèle élastique de Plaxis 2D Tunnel peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Modèle de Mohr–Coulomb

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

Dans le plan de Mohr–Coulomb, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + c \quad (85)$$

ou σ_n et τ : Sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement.

VIII .4.1.2. APPLICATION SUR LE TUNNEL DE TEXANNA DANS LA ZONE E

L'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes :

- **PLAXIS-Input** : ou pré-procession, ce sous-programme contient des options nécessaires à la création et à la modification d'un modèle géométrique, à la génération du maillage des élément finis et aux définition des conditions initiales(voir Annexe 3).
- **PLAXIS-calculation** : ou le processing programme contient les facilités utiles à la définition des phases et la procédure de calcul des élément finis.

Dans ce chapitre nous allons intégrer de taux de déconfinement (à la phase 1 et 4) pour bien simuler le pourcentage de charge appliqué sur le tunnel de texanna (voir la figure) le phasage proposé est appliqué dans les deux tubes simultanément :

- Phase 0 : phase initiale.
- Phase 1 : excavation de la partie supérieure (calotte).
- Phase 2 : activation de soutènement (cintre métallique et béton projeté) de la partie supérieure (calotte).
- Phase 3 : activation de soutènement (boulonnage) dans la partie supérieure (calotte).
- Phase 4 : excavation de la partie inférieure (Strauss + radier).
- Phase 5 : activation de soutènement (cintre métallique et béton projeté) dans la partie inférieure (Strauss + radier).
- Phase 6: activation de soutènement (boulonnage) dans la partie inférieure (Strauss + radier).
- Phase 7 : Phi/C réduction c'est le calcul de coefficient de sécurité en diminuant les deux paramètres jusqu'à l'effondrement d'un des deux tubes.

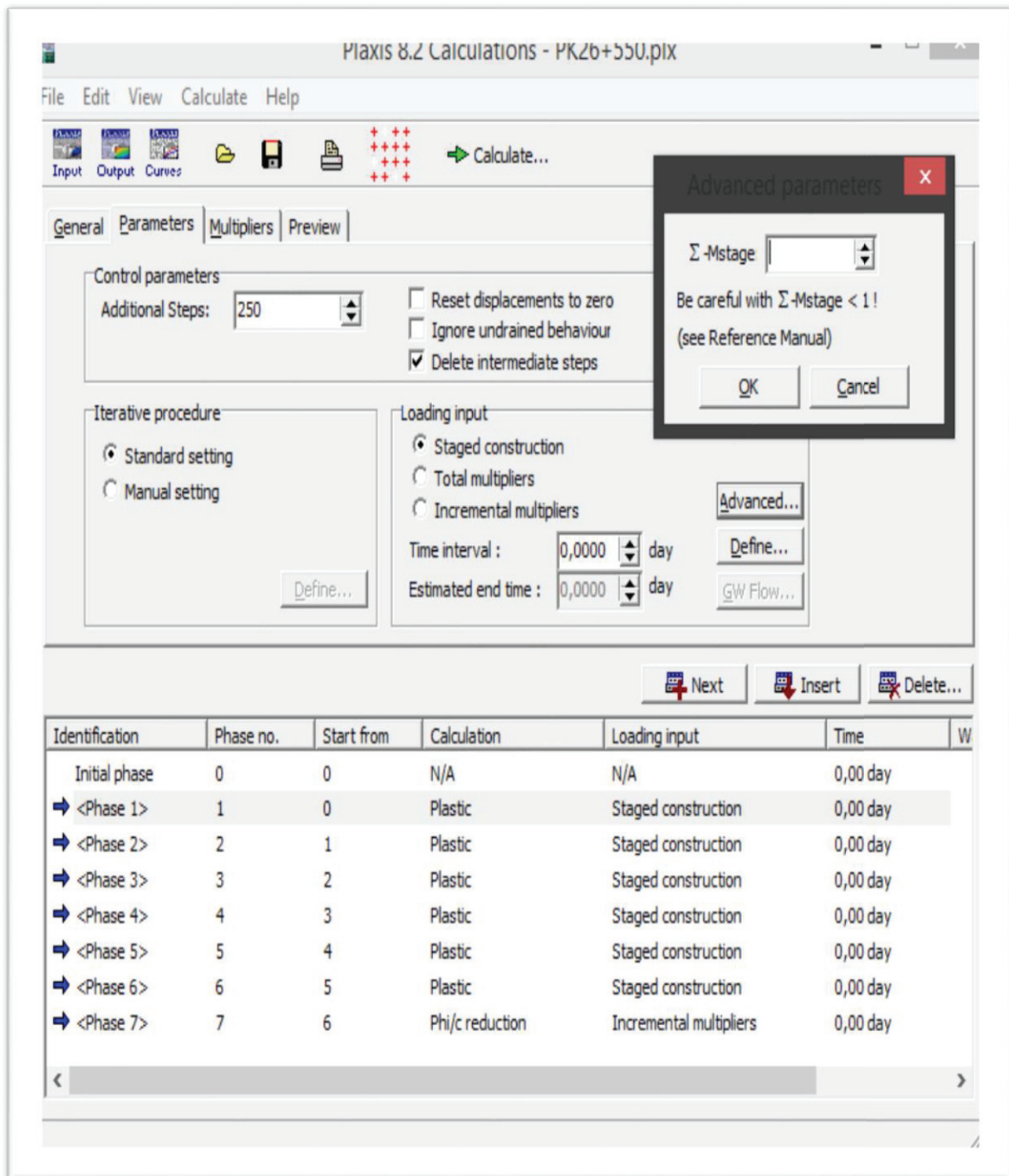


Figure VIII.13. Le phasage et Etape d'introduction de taux de déconfinement

- **PLAXIS-Output** : programme post-processing pour la visualisation des résultats de la phase de calcul (les déplacements, les contraintes) et les efforts appliqués sur l'anneaux de tunnel.

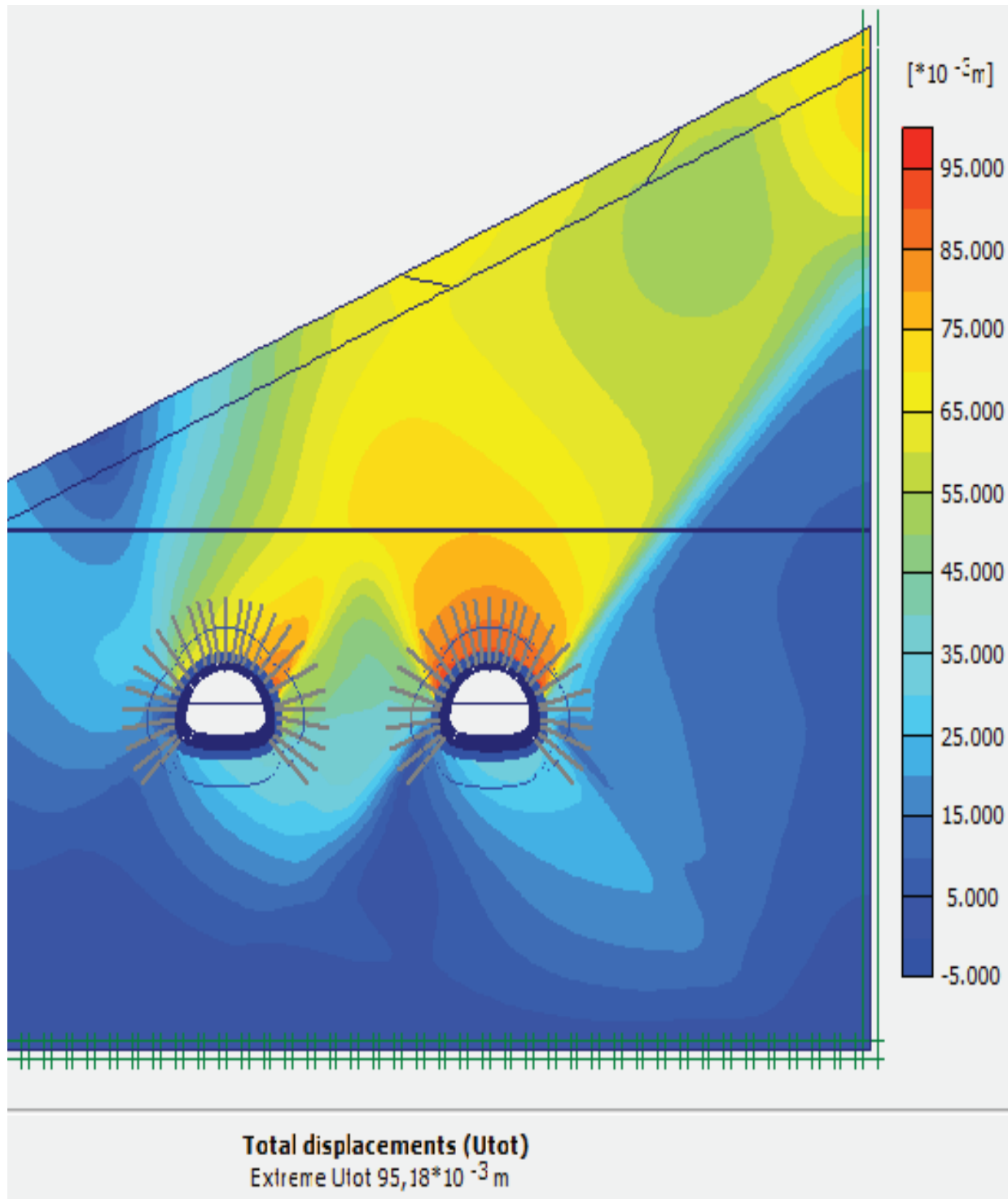


Figure VIII.14. Le déplacement total de tunnel de texanna au PK 26+550 du tube à droite

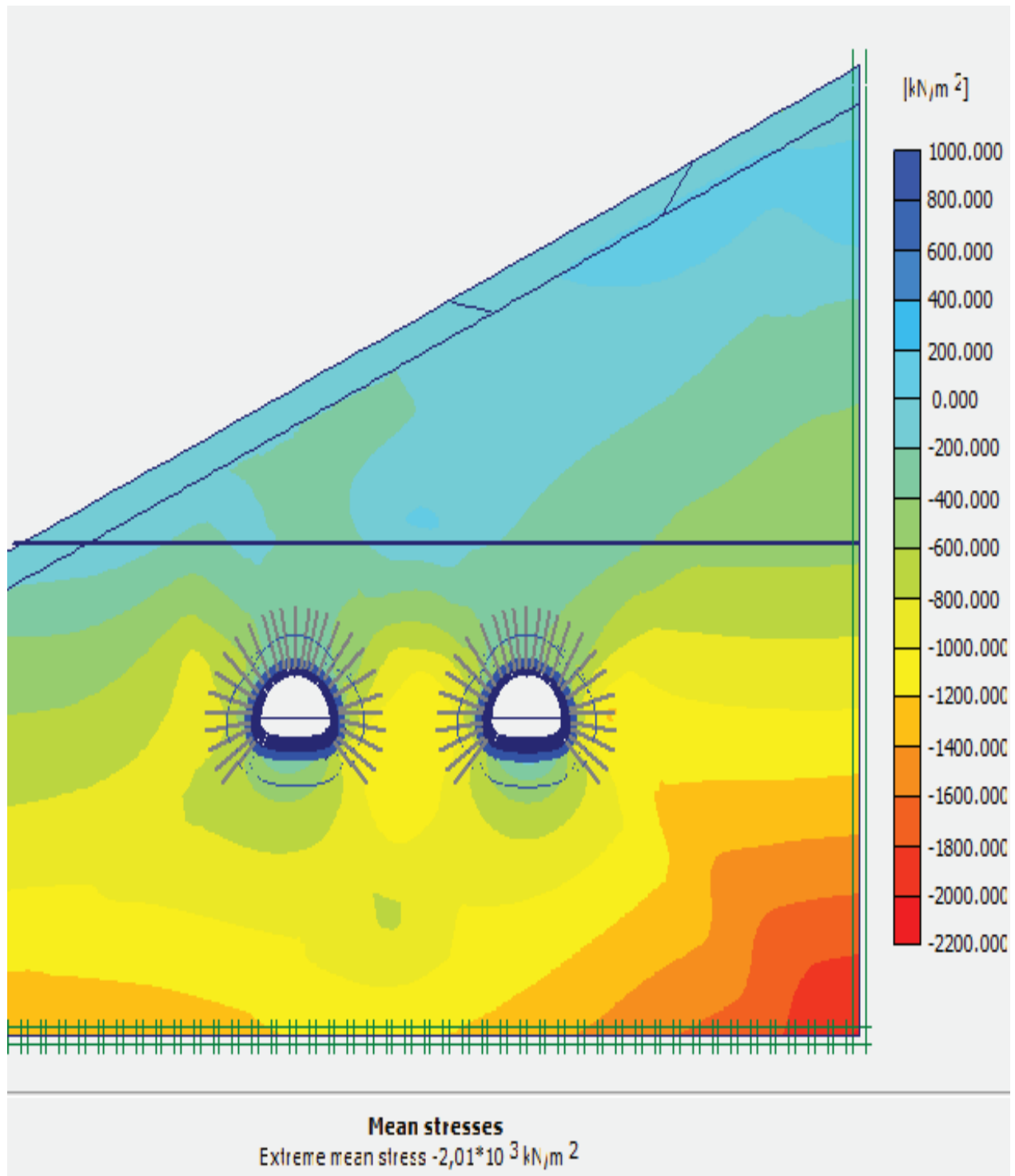


Figure VIII.15. La contrainte totale de tunnel de texanna au PK 26+550 du tube à droite

Les résultats d'efforts (M, N, T) calculés par le logiciel Plaxis 2D sont représentés dans les figures suivantes:

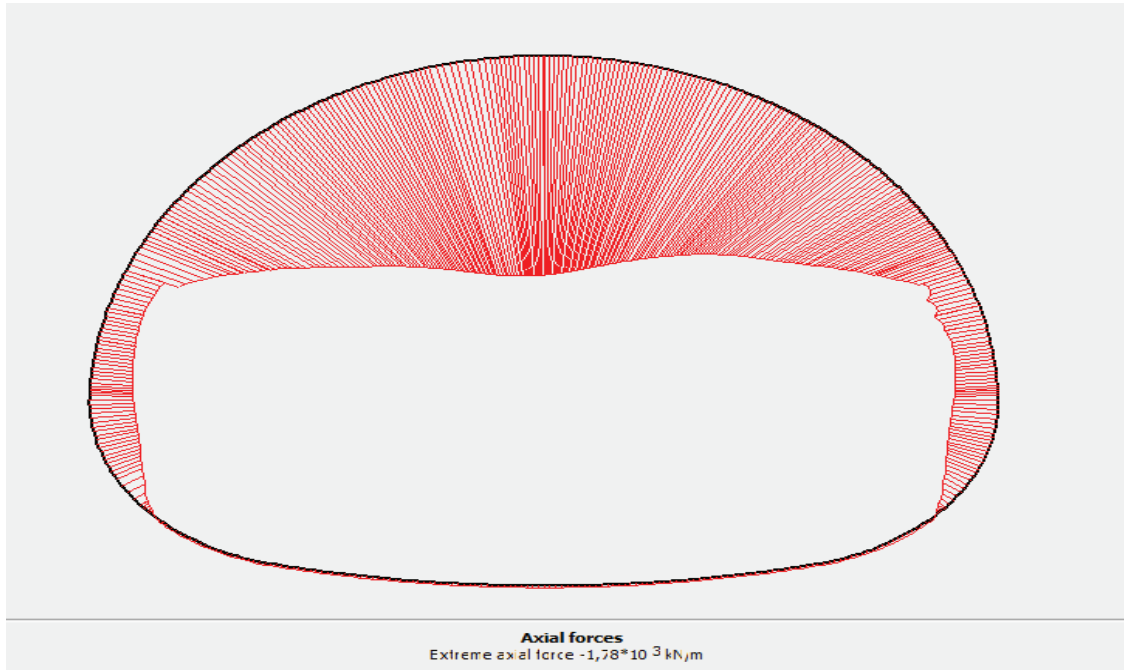


Figure VIII.16. L'effort normal



Figure VIII.17. Le moment fléchissant

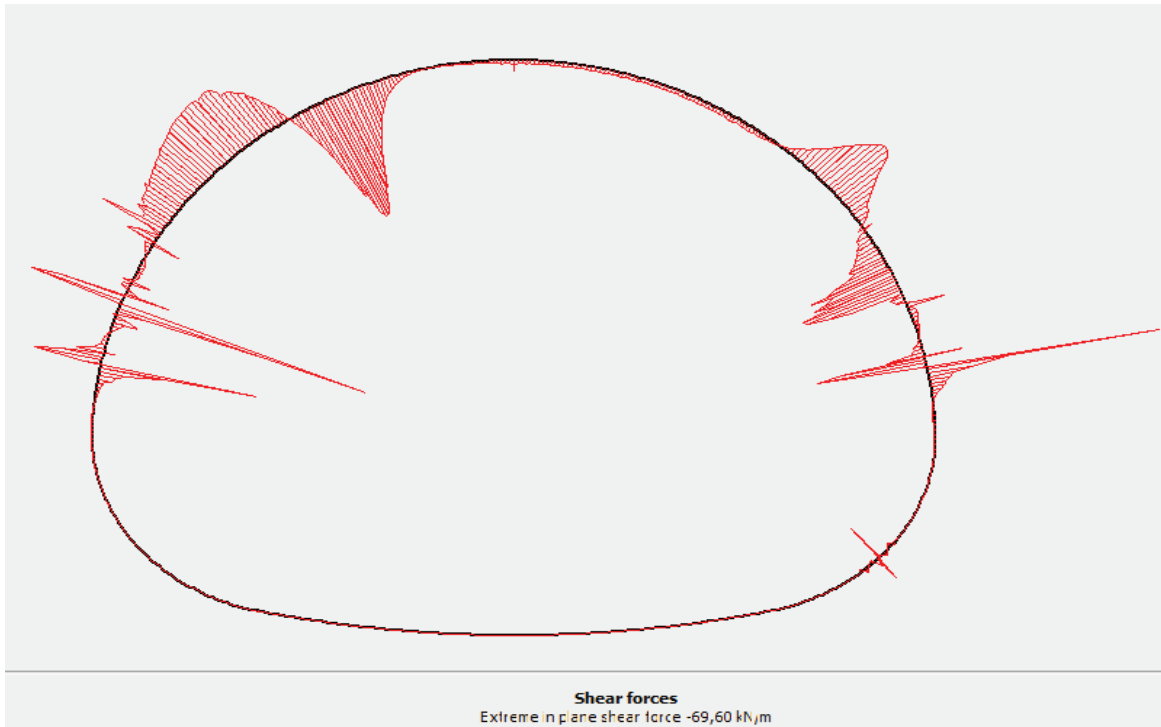


Figure VIII.18. L'effort tranchant

- **PLAXIS-Curves** : permet de présenter les résultats sous forme des courbes.

Interprétation des résultats de plaxis 2D :

Les résultats sont représentés dans tableau suivant (Tableau VIII.7)

Tableau VIII.7. Présentation des résultats de plaxis 2D

Le déplacement total maximal (mm)	La contrainte totale maximale (KN/m ²)	L'effort normal Maximal (KN)	Le moment fléchissant Maximal (KN*m)	L'effort tranchant maximal (KN/m)
95.18	2010	1780	-41.10	-69.6

Remarques :

Les sollicitations (M, N, T) qu'on a obtenues par le logiciel plaxis pour le tunnel de texanna (zone E) sont de valeurs inférieurs par rapports au résultat déjà obtenue par le logiciel robot structural (voir sous-titre VIII.4.) à cause que le logiciel plaxis 2D prend en considération l'effet des boulons d'encrages (consolidation du sol et l'amélioration des paramètres géotechnique). On a calculé un déplacement de 40mm après l'excavation de la callote.

VIII 5. CONCLUSION

Grâce à la décomposition des charges on a pu estimer le pourcentage de chaque éléments (cintres et béton projeté), et toutes les contraintes sont vérifiées pour les deux.

La vérification fait dans ce chapitre est un calcul à court terme seulement pour le soutènement provisoire, donc le calcul à long terme se fait pour le revêtement dans le chapitre IX.

On obtient par l'application de la méthode convergence-confinement (à la section du tunnel), la pression et le déplacement du soutènement à l'équilibre, qui vérifie sa stabilité, avec un taux de déplacement final qui induit que notre terrain est non-convergent.

D'après les résultats qu'on a obtenus après la modélisation par Plaxis on a prouvé que la stabilité de notre ouvrage est assurée avec le soutènement recommandé.



CHAPITRE IX



**REVETEMENT
DEFINITIVE**

IX.1. INTRODUCTION

Après creusement et soutènement du tunnel, un revêtement définitif est réalisé en béton armé afin d'assurer la stabilité de l'excavation à long terme.

La fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage, dans les cas où soit le terrain, soit le soutènement mis en place subissent des détériorations, ou dans les cas où l'on devra faire face à des phénomènes de charges différées dans le temps.

IX.2. MODELISATION DU REVETEMENT DEFINITIVE

La méthode utilisée est la méthode des réactions hyperstatiques, le revêtement sera représenté par des éléments de type barre qui seront reliées entre eux par des nœuds, le comportement du revêtement est étudié sous l'action des charges extérieures, et Le calcul des sollicitations se fait sur une section de 1 ml de longueur et un épaisseur $e=0.5m$.

Le calcul se fera dans le cas statique et dynamique (sismique).

Réactions du terrain :

On modélise la réaction de terrain par des appuis élastiques, La valeur de la raideur est calculée par la formule suivante [6] :

$$K = \frac{E}{(1+\nu)*R_{eq}} * e \quad (86)$$

Avec :

- E : module de déformation du sol
- ν : coefficient de poisson
- R_{eq} : Rayon équivalent calculés partir de la section équivalent $S_{eq}=\pi*R_{eq}^2$
- e : l'espacement entre les appuis (dans notre cas presque égale 1m)

(A.N) $S_{eq}=\pi*R_{eq}^2 \longrightarrow R =6.7m$ ($S_{eq} = 140.9819 m^2$)

$$K = \frac{400}{(1+0.3)*6.7} * 1 = 45924KN/m$$

IX.3. CALCUL STATIQUE

Le calcul du chargement appliqué dans le cas statique a été calculé dans le chapitre VII (méthode de TERZAGHI), les charges sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau.IX.1. les charges appliqué sur le tunnel dans le cas statique

Charge verticale	Charge horizontale	Au niveau du radier
380.16 KP	176.4 KP	43 KP

IX.3.1. LES EFFORTS INTERNES

Les figures suivantes montrent les diagrammes du moment fléchissant, de l'effort tranchant et de l'effort normal calculés par le logiciel robot2018 :

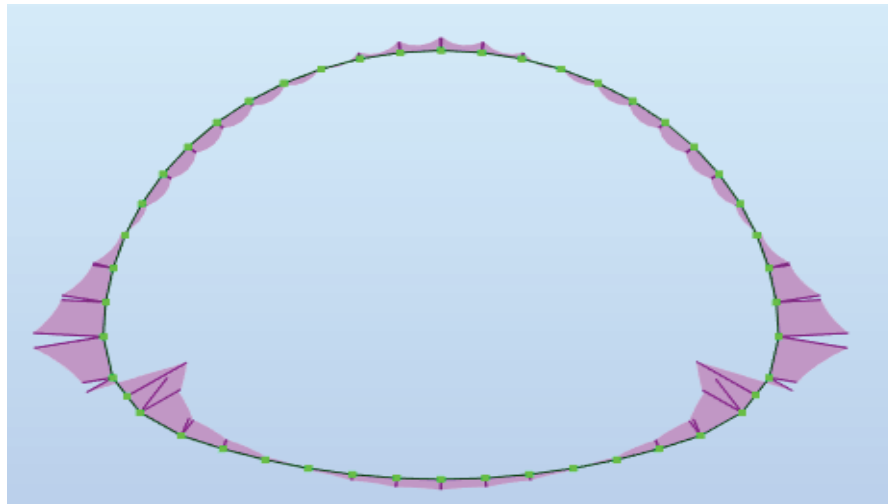


Figure IX.1. Diagramme du moment fléchissant

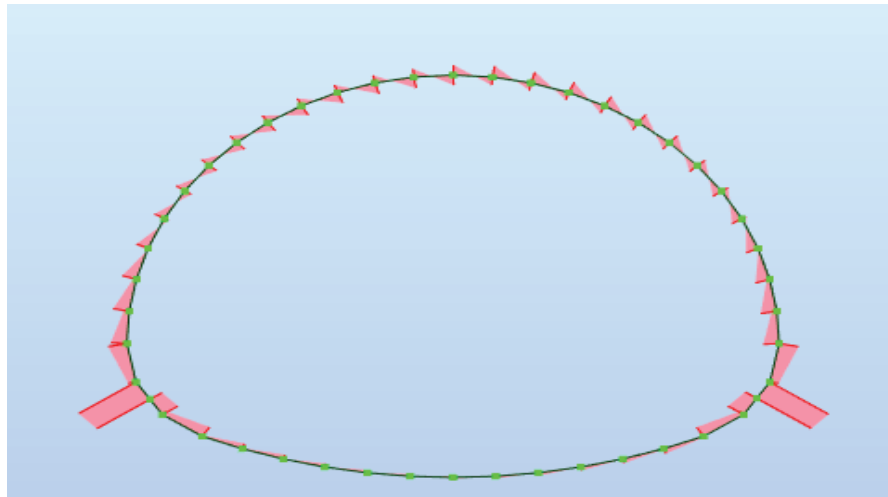


Figure IX.2. Diagramme de l'effort tranchant

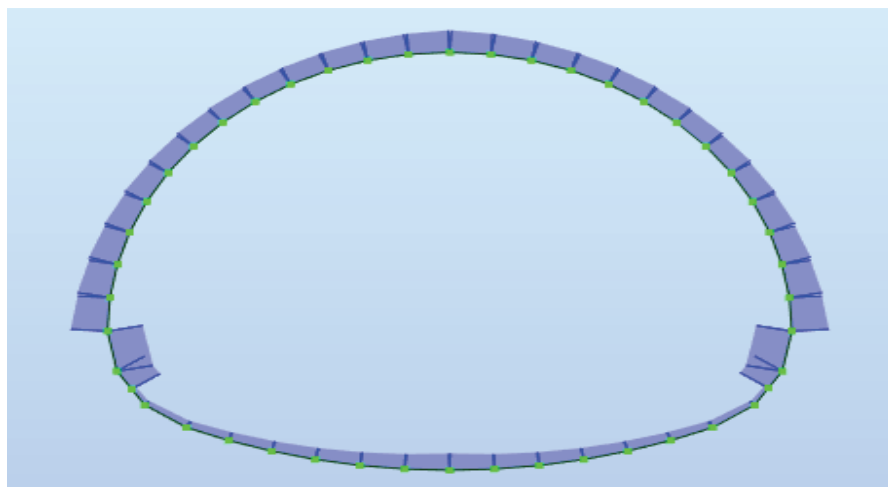


Figure IX.3. Diagramme de l'effort normal

IX.3.2. FERRAILLAGE LONGITUDINALE

Le calcul de la section d'acier nécessaire sera fait avec le logiciel 'EXPERT Béton Armé 2010, qui permet de déterminer la section des armatures dans les éléments en béton armé).

Le ferrailage se fait en flexion composé à L'ELS, avec condition de fissuration : très préjudiciable.

Caractéristiques des matériaux :

- L'acier : f_e 500 MPa
- Type d'acier : haute adhérence.
- Béton : $f_{c28} = 40$ MPa

Tableau.IX.2. la section de ferrailage dans le cas statique

	Voute	Pied droit	Radier		Voute	Pied droit	Radier
M_{max} ($kN * m$)	106.58	462.23	79.59	M_{max} ($kN * m$)	-229.82	-478.91	-487.21
N (kN)	1698.73	2853.34	1589.93	N (kN)	2580.03	2575.2	431.32
A_{S1} (cm^2)	0	0	0	A_{S1} (cm^2)	0	6.2	43.1
A_{S2} (cm^2)	0	0	0	A_{S2} (cm^2)	0	0	0
$A_{S min}$ (cm^2)	6.2	6.2	6.2	$A_{S min}$ (cm^2)	6.2	6.2	6.2

Tableau.IX.3. le choix de la section dans le cas statique

	voute	Pied droit	Radier		Voute	Pied droit	Radier
Choix des barres (A_{S1})	4HA16	4HA16	4HA16	Choix des barres (A_{S1})	4HA16	4HA16	4HA40
(A_{S1}) adopté (cm^2)	8.04	8.04	8.04	(A_{S1}) adopté (cm^2)	8.04	8.04	50.26
Choix des barres (A_{S2})	4HA16	4HA16	4HA16	Choix des barres (A_{S2})	4HA16	4HA16	4HA16
(A_{S2}) adopté (cm^2)	8.04	8.04	8.04	(A_{S2}) adopté (cm^2)	8.04	8.04	8.04

Tableau.IX.4. le choix des barres dans le cas statique

	Voute	Pied droit	Radier
A_{S1} (cm^2)	4HA16	4HA16	4HA40
Espacement(cm)	25	25	25
A_{S2} (cm^2)	4HA16	4HA16	4HA16
Espacement(cm)	25	25	25

XI.3.3. ARMATURE DE REPARTITION

Le calcul du ferrailage secondaire se fait suivant la formule ci-dessous (BAEL99):

$$A_t = \frac{1}{4} A_s \quad (87)$$

Tableau.IX.5. Les armatures de répartition dans le cas statique

	$A_t(\text{cm}^2)$		Choix des barres	Espacement (cm)
	Lit extérieure	Lit intérieure		
Voute	Lit extérieure	2.01	4HA8	25
	Lit intérieure	2.01	4HA8	25
Pied droit	Lit extérieure	2.01	4HA8	25
	Lit intérieure	2.01	4HA8	25
Radier	Lit extérieure	2.01	4HA8	25
	Lit intérieure	12.56	4HA20	25

IX.3.4. VERIFICATION DE LEFFORT TRANCHANT

Dans les tunnels nous allons vérifier que les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires :

$$\tau = \frac{T_{\max}}{a \cdot d} < \tau_{lim} \quad (85)$$

Sachant que :

$$\tau_{lim} = \left\{ 0.15 * \frac{f_{c28}}{1.5} ; 4MPa \right\} \quad (86)$$

Avec :

- a = 1m
- d : distance utile de la section de béton.
- L'effort tranchant maximal T=1194.87KN

$$\tau_{lim} = 4MPa$$

$$\tau = \frac{1194.87}{1 * 0.9 * 0.5} = 2.65MPa < 4MPa$$

La condition est vérifiée, donc le ferrailage transversal n'est pas nécessaire, Pour des dispositions constructives on prend une section minimale d'armature A_t .

Donc on choisit des barres de 4HA14 $\longrightarrow A_{t \text{ adopté}} = 6.16 \text{ cm}^2$

IX.4. ETUDE SISMIQUE

La région de Jijel est une région à sismicité moyenne (zone IIa), ainsi pour écarter tout risque d'instabilité, un calcul des sollicitations sismiques est indispensable dans notre étude. Nous aborderons deux méthodes analytiques.

IX.4.1.LA METHODE RUSSE

La charge verticale sismique est déduite directement de la charge statique verticale en appliquant la formule suivante[10] :

$$D = P + a_v * P \quad (87)$$

Où :

- P : charge verticale statique
- a_v : Coefficient de l'accélération sismique
Pour la région de Jijel l'accélération sismique est égale à 0.25g [12].

IX.4.2. METHODE DE MONONOBE OKABE

Cette méthode s'appuie sur la formule suivante :

Force sismique= force statique +0,2 force statique+0,4x0,2 force statique
statique=1,28force statique[10].

En résumé ces deux méthodes donnent des résultats similaires ainsi l'étude sismique se fera par une majoration de 28% des sollicitations statiques. Les sollicitations sismiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau IX.6. les charges appliquent sur le tunnel dans le cas sismique

Charge verticale (KN)	Charge horizontale(KN)	Au niveau de radier(KN)
486.6	225.28	55.04

Les figures qui montrent les diagrammes du moment fléchissant, de l'effort tranchant et de l'effort normal .se trouvent dans l'annexe 4.

IX.4.3. LE FERRAILLAGE LONGITUDINALE

Le calcul de la section d'acier nécessaire dans le cas dynamique sera fait avec le logiciel 'EXPERT Béton Armé 2010, (comme le cas statique)

Les résultats donnés par Robot sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IX.7. la section de ferrailage dans le cas sismique

	Voute	Pied droit	Radier		Voute	Pied droit	Radier
M_{max}^+ (kN * m)	136.6	587.47	102.43	M_{max}^- (kN * m)	-370.73	-614.07	-614.07
N (kN)	2129	3664.59	2066.24	N (kN)	3288.96	3186.64	570.13
A_{S1} (cm ²)	0	6.2	0	A_{S1} (cm ²)	0	13.3	55.1
A_{S2} (cm ²)	0	3.9	0	A_{S2} (cm ²)	0	5.1	0
$A_{S min}$ (cm ²)	6.2	6.2	6.2	$A_{S min}$ (cm ²)	6.2	6.2	6.2

Tableau IX.8.le choix de la section dans le cas sismique

Choix des barres (A_{S1})	4HA16	4HA16	4HA16	Choix des barres (A_{S1})	4HA16	4HA25	4HA40+4AH16
(A_{S1}) adopté (cm ²)	8,04	8,04	8,04	(A_{S1}) adopté (cm ²)	8,04	19.63	58.3
Choix des barres (A_{S2})	4HA16	4HA16	4HA16	Choix des barres (A_{S2})	4HA16	4HA16	4HA16
(A_{S2}) adopté (cm ²)	8,04	8,04	8,04	(A_{S2}) adopté (cm ²)	8,04	8,04	8,04

Tableau IX.9. le choix des barres dans le cas sismique

	Voute	Pied droit	Radier
A_{S1} (cm ²)	4HA16	4HA25	4HA40+4HA16
Espacement(cm)	25	25	25
A_{S2} (cm ²)	4HA16	4HA16	4HA16
Espacement(cm)	25	25	25

IX.4.4. ARMATURE DE REPARTITION

Le calcul du ferrailage secondaire se fait suivant la formule ci-dessous (BAEL99) [13]:

$$A_t = \frac{1}{4} A_s$$

Tableau IX.10. les armatures de répartition dans le cas statique

	A_t (cm)		Choix des barres	Espace(m)
Voute	Lit extérieure	2.01	4HA8	25
	Lit intérieure	2.01	4HA8	25
Pied droit	Lit extérieure	2.01	4HA8	25
	Lit intérieure	6.16	4HA14	25
Radier	Lit extérieure	2.01	4HA8	25
	Lit intérieure	14.72	3HA25	25

IX.4.5. VERIFICATION DE LEFFORT TRANCHANT

Dans les tunnels nous allons vérifier que les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires dans le cas sismique :

$$\tau = \frac{T_{max}}{a*d} < \tau_{lim}$$

Sachant que :

$$\tau_{lim} = \left\{ 0.15 * \frac{f_{c28}}{1.5} ; 4MPa \right\}$$

Avec :

- a = 1m
- d : distance utile de la section de béton.
- L'effort tranchant maximal T=1194.87KN

$$\tau_{lim} = 4MPa$$

$$\tau = \frac{1515.27}{1*0.9*0.5} = 3.36MPa < 4MPa$$

La condition est vérifiée, donc le ferrailage transversal n'est pas nécessaire, Pour des dispositions constructives on prend une section minimale d'armature A_t .

Donc on choisit des barres de 4HA14 $\longrightarrow A_{t \text{ adopté}} = 6.16 \text{ cm}^2$

IX .5. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons calculées le ferrailage longitudinal, transversale et de répartition dans les deux cas :

1. Le cas statique
2. Le cas dynamique

Et nous avons conclu que le ferrailage dans le cas sismique est supérieur à celui dans le cas statique, ça signifie que l'effort sismique influence sur le revêtement définitif.

Les figures suivantes représentent le ferrailage du revêtement définitif (voute, pied droit, radier) dans le cas sismique :

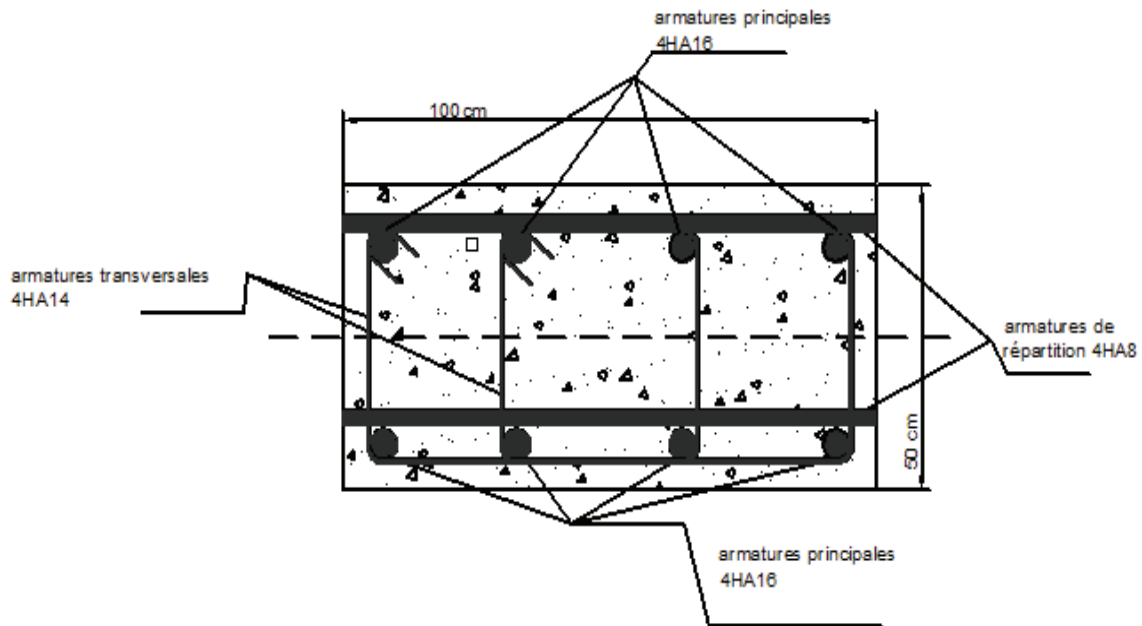


Figure IX. 4. le ferrailage de la voute dans le cas sismique

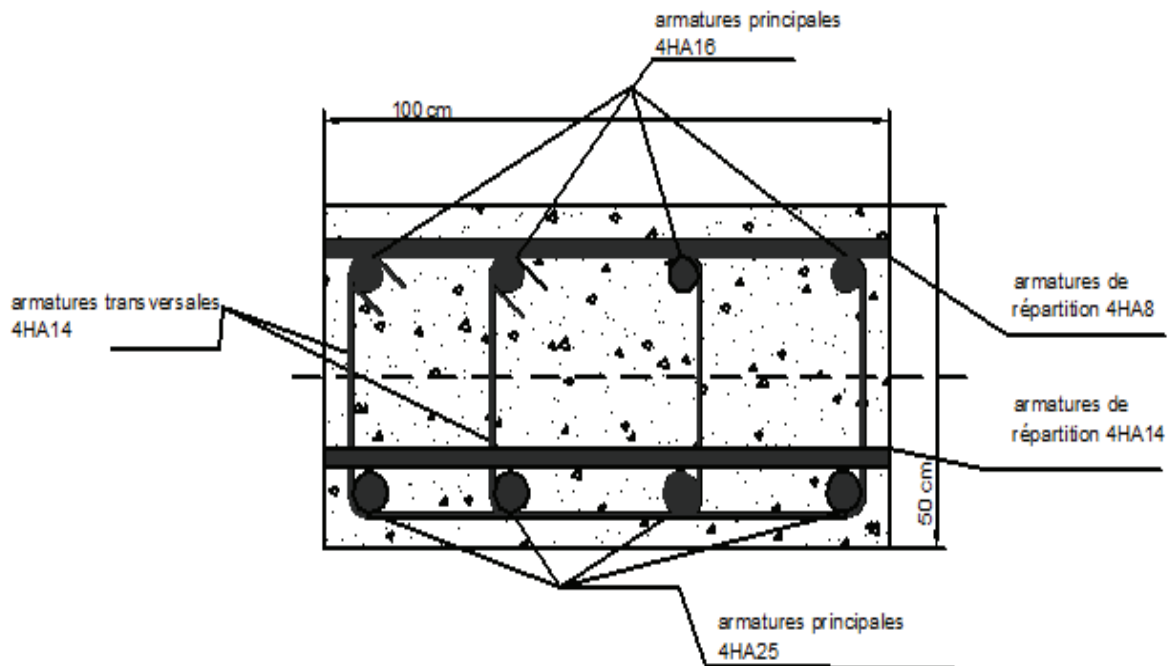


Figure IX.5.le ferrailage du pied droit dans le cas sismique

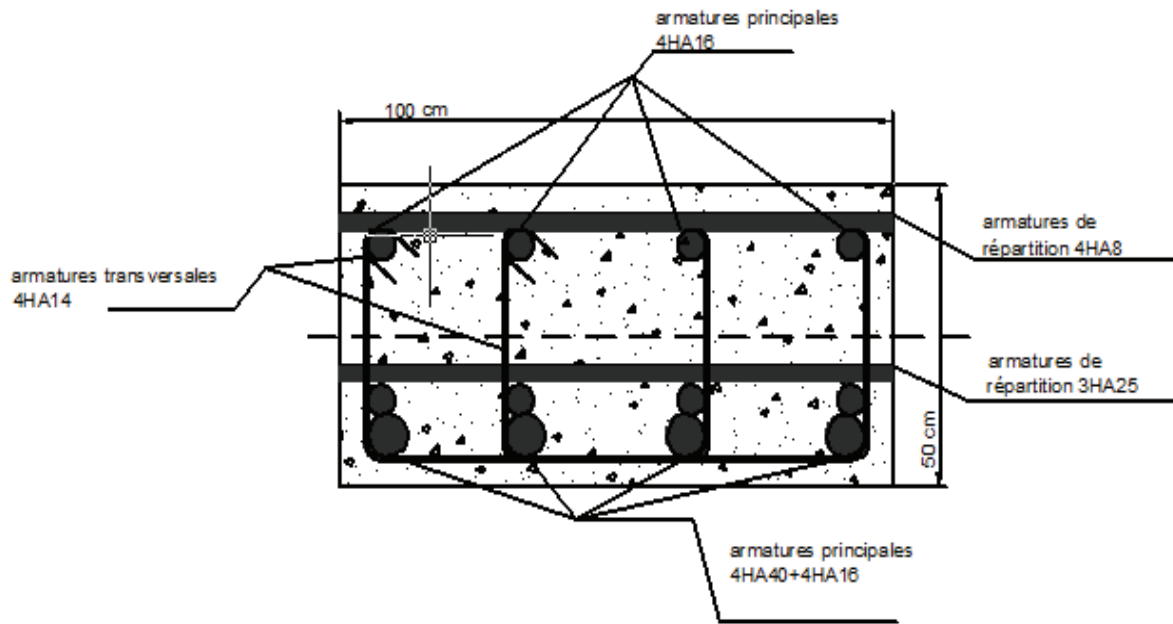


Figure IX.6. Le ferrailage du radier dans le cas sismique

CONCLUSION GENERALE

Les travaux présentés dans ce projet ont été menés dans le but de mettre en pratique nos connaissances dans l'un des domaines des travaux publics à savoir les ouvrages souterrains. Cela nous a permis de vivre une expérience enrichissante dans ce domaine, et voir de près les défis posés aux ingénieurs de terrain.

L'étude d'un tunnel met à contribution plusieurs disciplines comme la mécanique des sols, la mécanique des roches, la géologie, le béton armé, la construction métallique, la résistance des matériaux... Cela explique l'existence de nombreuses méthodes et modèles de calcul adaptables aux différentes situations naturelles.

Notre étude sur le tunnel de Taxenna (Jijel) a été très intéressante et riche en résultats. En effet nous avons commencé par une classification de la masse rocheuse qui s'est avérée variable tout le long du tunnel, allant de la classe IV (RMR) au niveau des portails, et passant progressivement vers la classe II (RMR) au centre.

Suite à cela nous avons pu réaliser un calcul de conception qui a donné un tunnel ovale de gabarit exploitable de 13m x 5,25m. L'évaluation des charges pesant sur le soutènement a montré une contrainte verticale $\sigma_v=380\text{KPa}$ et horizontale de $\sigma_H=170\text{KPa}$ et une poussée du radier estimée à $\sigma=43\text{KPa}$.

La modélisation du soutènement provisoire (Cintres+Béton projeté) sous le logiciel Robot 2018 a montré que le soutènement recommandé par la méthode de classification utilisée (RMR) est vérifié. La méthode de convergence confinement a permis de trouver la courbe caractéristique du terrain et le point d'équilibre terrain-soutènement.

Le logiciel Plaxis nous permis d'estimer la déformation totale du terrain et les contraintes totales autour de la section étudiée tenant compte du présoutènement total (boulons, béton projeté et cintres métalliques). Le revêtement définitif a été calculé pour les cas statiques et dynamiques en utilisant le logiciel Robot et Robot-Expert Béton Armé. Ces calculs nous permis d'avoir la valeur de la section d'acier à utiliser.

En perspective, il serait intéressant de compléter ce travail en étudiant les deux pistes suivantes :

- la stabilité des portails du tunnel de Texanna qui représente un défi car la classe de la roche est médiocre et peut constituer un point faible important.
- Modéliser sous Plaxis l'interaction mécanique (contraintes déplacements) entre les deux tubes en fonction de la classe de terrain. Cela dans le but de trouver la distance optimale de séparation des deux ouvrages.

Références bibliographique

- [1] *clouterre II*. (2002).
- [2] GUILLOUX, A., KAZMIERCZAK, J.-B., & KURDTS, A. (2004). *Stabilité et renforcement des fronts de taille des tunnels*.
- [3] Leca, & Dormieux. (1992). *Contribution à l'étude de la stabilité du front de taille d'un tunnel en* revue Française De Géotechnique N° 61.
- [4] WONG, TROMPILLE, & DIAS. (1999). *Déplacements du front d'un tunnel renforcé par boulonnage prenant en compte le glissement boulon-terrain : approches analytique, numérique et données in situ*. tokyo.
- [5] Mollon, G. (2010). *Analyse de la stabilité d'un front de taille pressurisé par deux nouveaux mécanismes rotationnels d'effondrement*. lyon.
- [6] LOUVARD, LECOANET, & COLOMBET. (1992). OUVRAGES SOUTERRAINS (Gestion. Réalisation. Entretien). Paris: Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et chaussées.
- [7] Jacques, F. (1998). LES SOUTÈNEMENTS DES GALERIES MINIERES. Paris.
- [8] (CETU), C. D. (2009). PRISE EN COMPTE DES VEHICULES HORS GABARIT AUX ABORDS DES TUNNELS.
- [9] Akchiche, M. (2017). CONCEPTION DES TUNNELS. Alger. CV
- [10] Cherchali. (1993). TUNNELS calcul revêtement définitif Tome2. O.P.U.
- [11] HEBIB, R. (2018). REALISATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS. Alger.
- [12] (2008). REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIENNE DES OUVRAGES D'ARTS .
- [13] (1991/1999). REGLEMENT BAEL.
- [14] Aissaoui, & Maouni. (2010). *Conception réalisation d'un Tunnel autoroutier*. Annaba: fac Annaba.
- [15] (Cherchali, TUNNEL calcul provisoire Tome1, 1993)
- [17] R.B.J. Brinkgreve. Plaxis Manuel de référence. Version 8. pays-bas. 2003.194.

Sites internet :

- [16] <http://www.solem.ch/Tunnel/didacticiel/dimensionnement/analytiques/convergenceconfinement/intro.htm>

LOGICIELS:

PLAXIS 2D

ROBOT PROFESSIONAL STRUCTURAL ANALYSAS 2018



ANNEXE

1

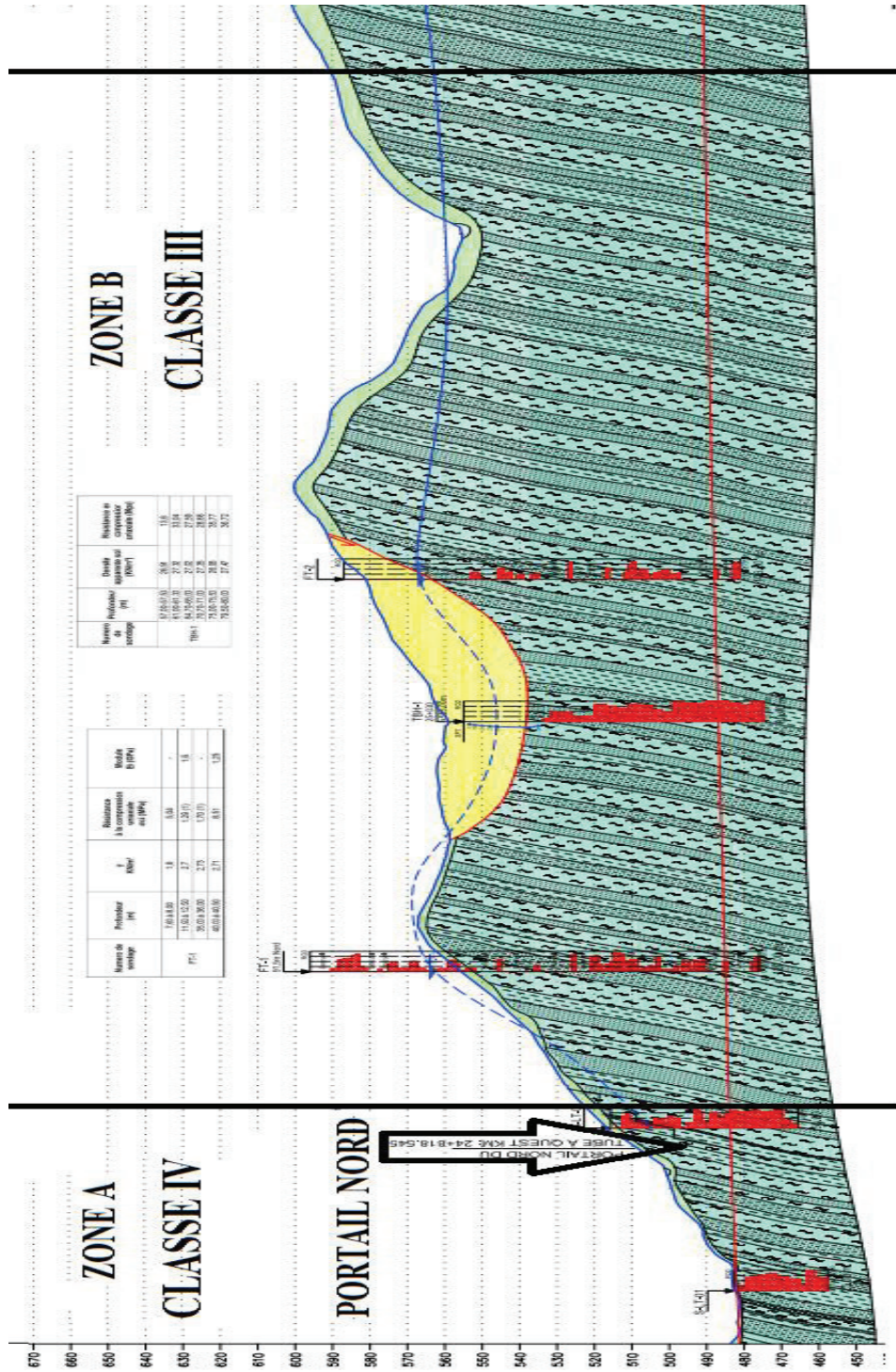


Figure 1. Coupe géologique de la zone A et B

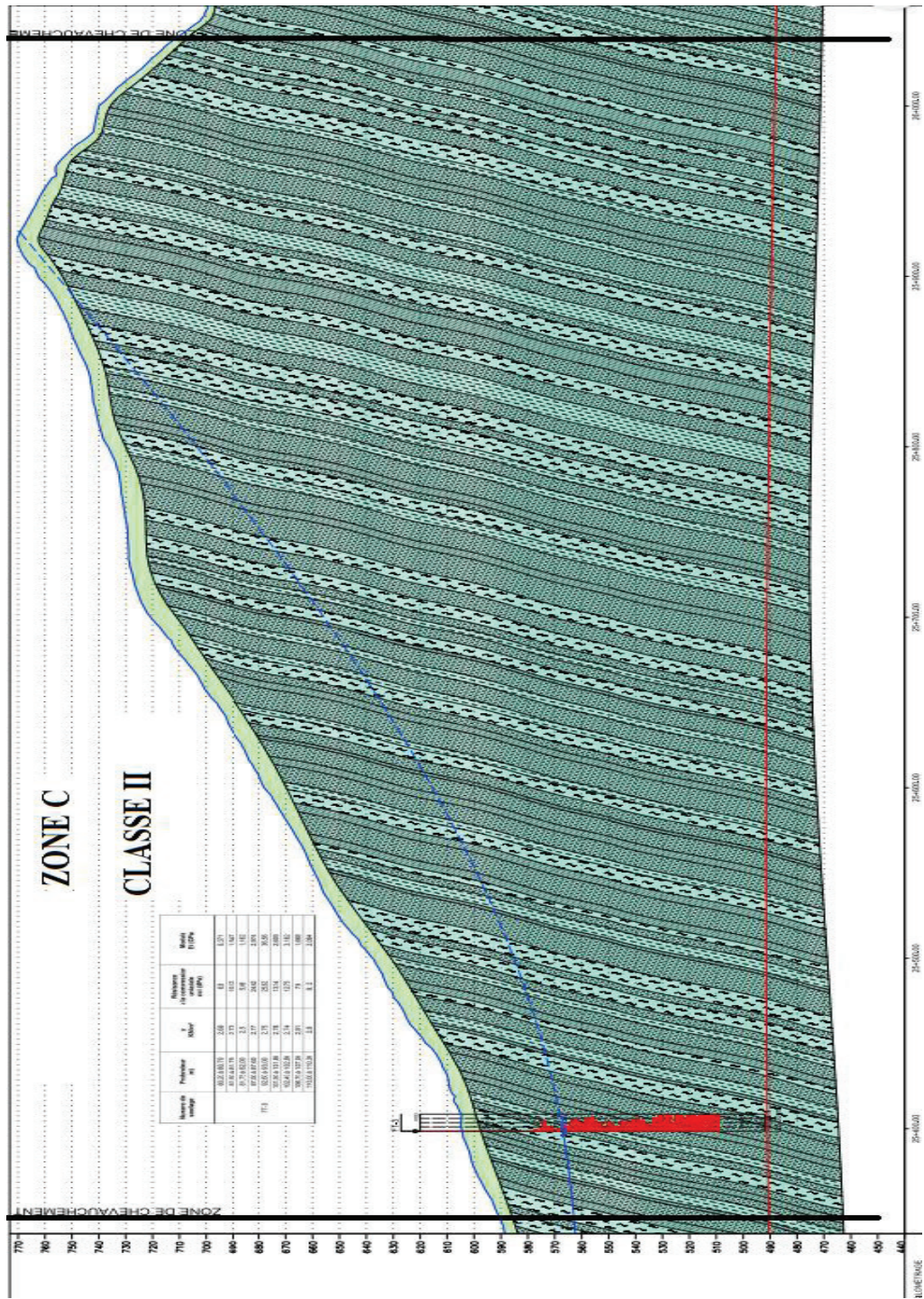


Figure 2. Coupe géologique de la zone C



ANNEXE

2

ANNEXE 2

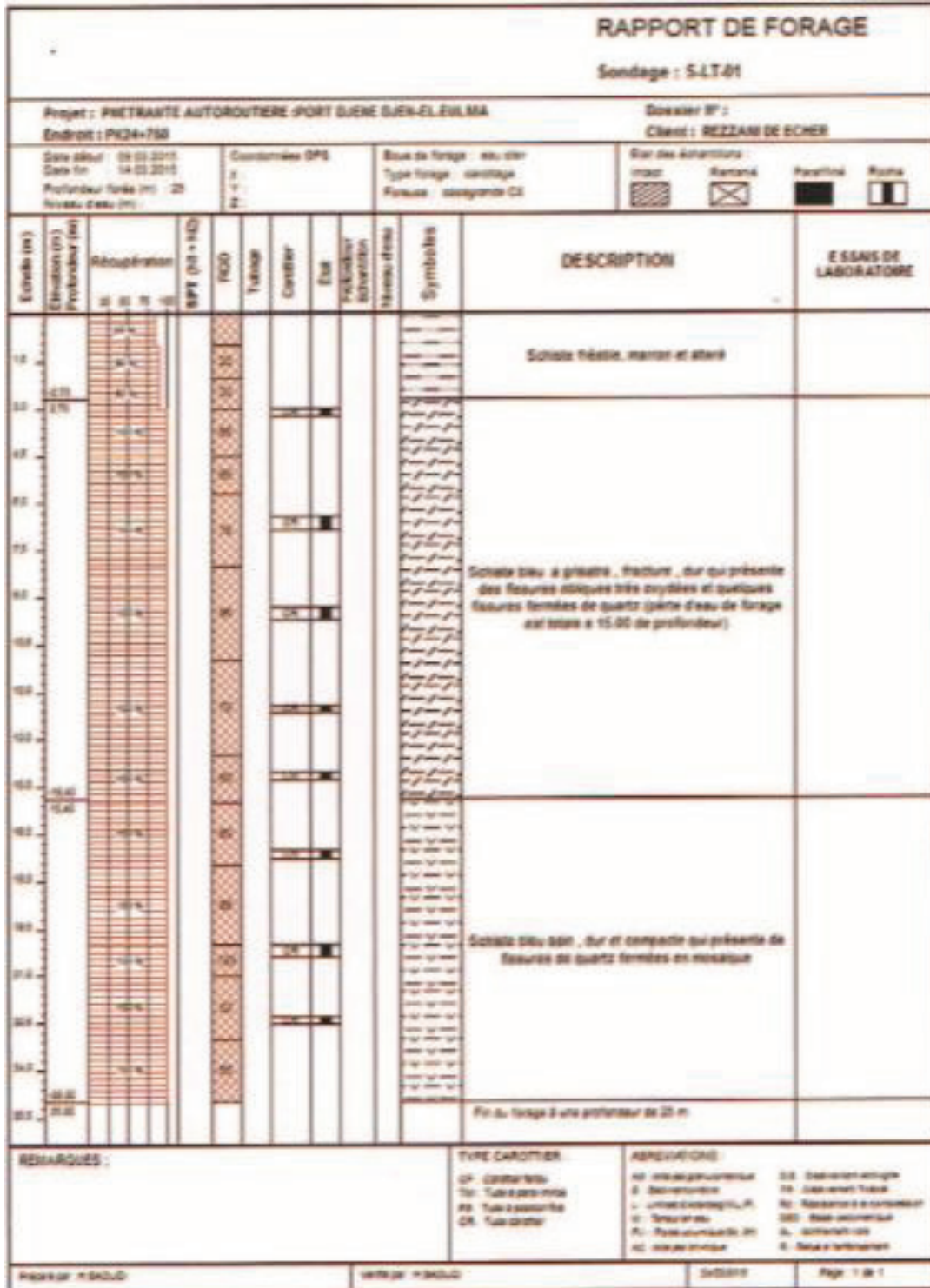


Figure 1. Rapport de forage SLT-1

ANNEXE 2

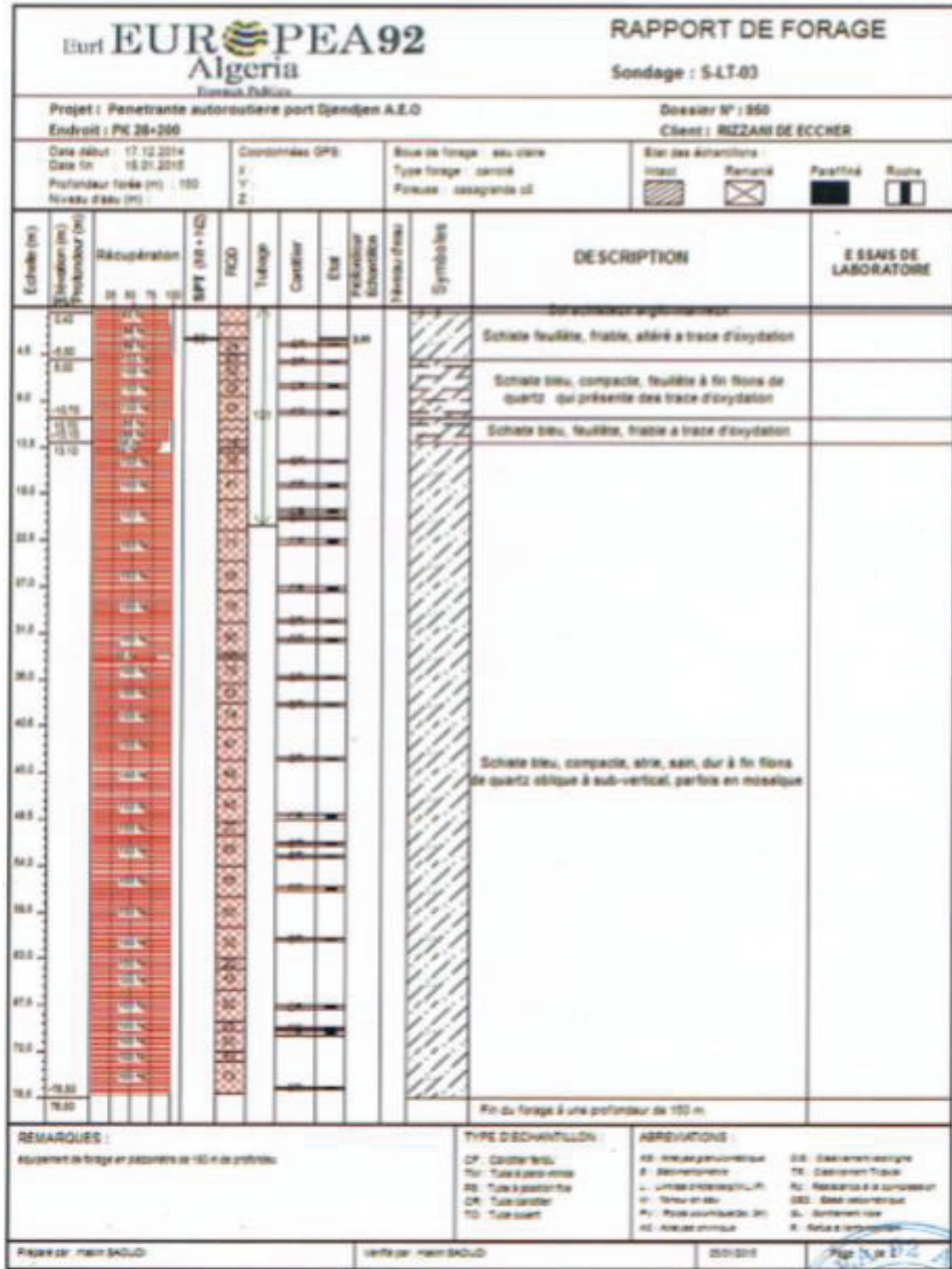


Figure 3. Rapport de forage SLT-3

ANNEXE 2

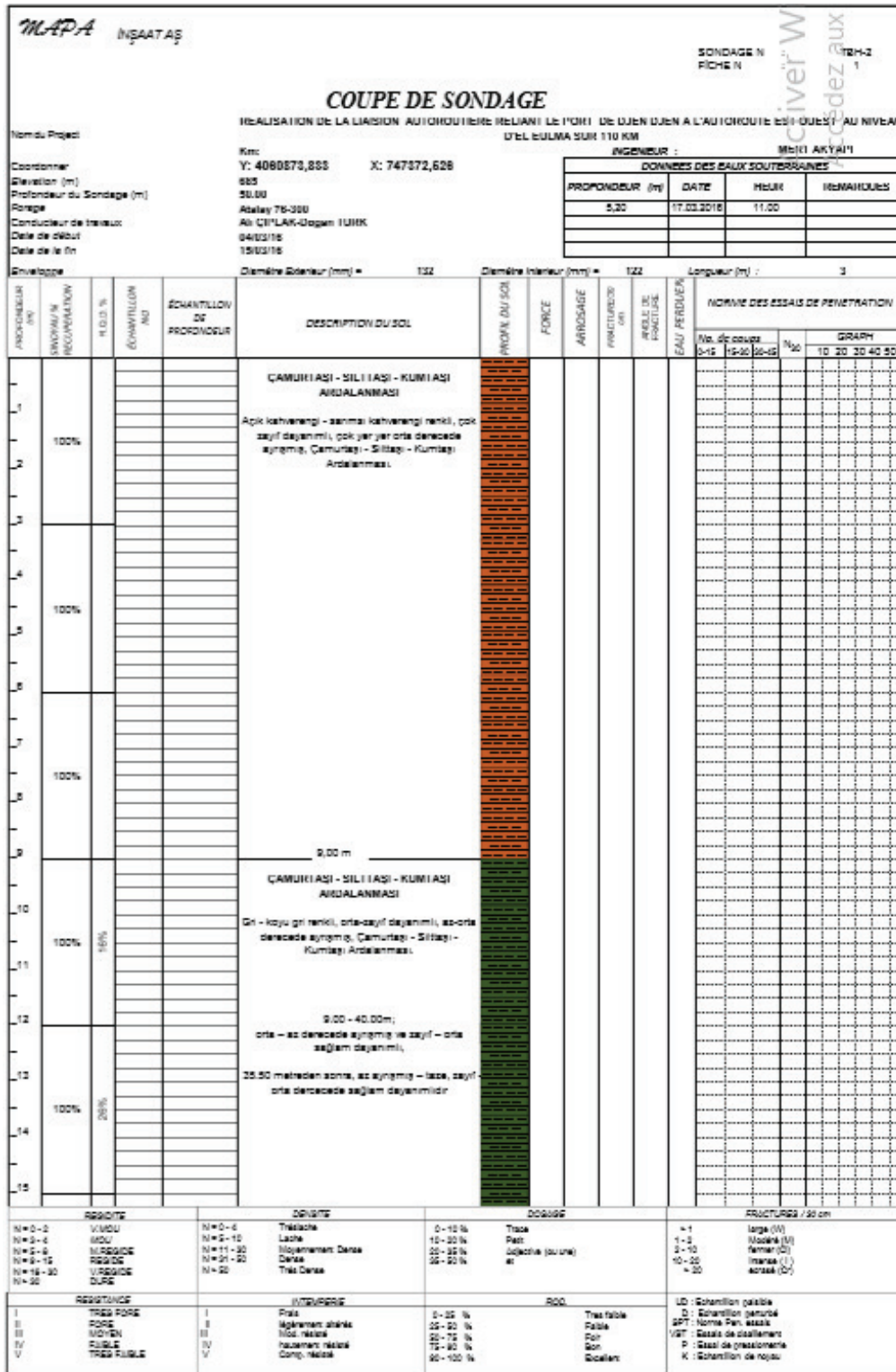


Figure 4. Rapport de forage TBH-1

ANNEXE 2

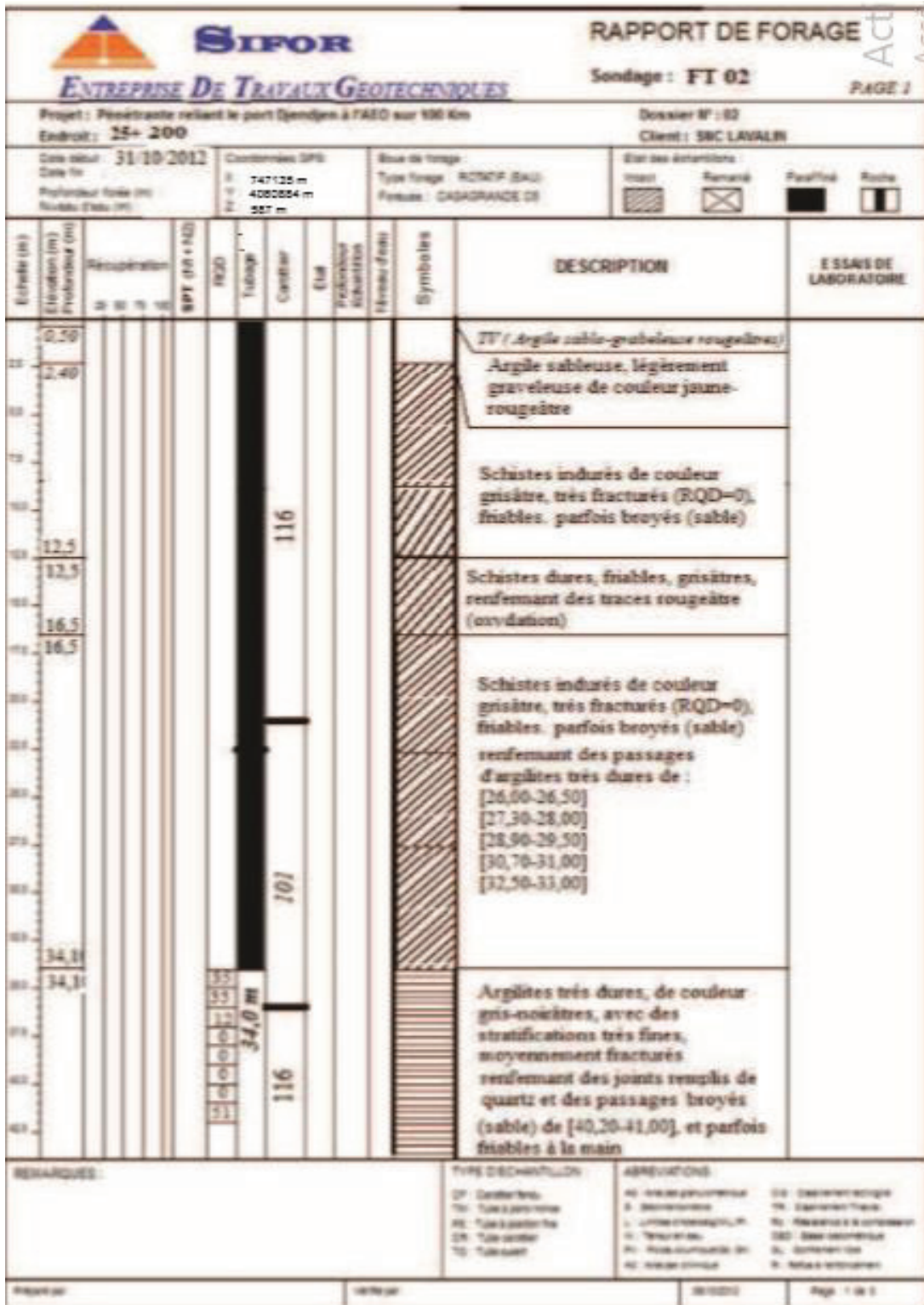


Figure 5. Rapport de forage FT-2

ANNEXE 2



ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

Activer Win
Accédez aux

Etude : Pénétrante autoroutière Djenjen - L'autoroute Est-Ouest **Sondage N° : FT-04**
 Dossier N° :
 Date essai : Profondeur totale : 70 ML
 Niveau Nappe : m Coordonnées : X = 748107 Y = 4060108
 Z = 571

Prof (m)	Récupération	R.Q.D	Ø Tub	Ø Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
1	55 %								
2									
3	65 %							Schistes altéré, friable sous forme des limons sableux, de graves et cailloux de schistes friable.	
4									
5	70 %								
6	80 %								
7	50 %								
8								Argilite dure, présente un aspect feuilleté oblique à sub-verticale, avec des fractures obliques remplis de quartz.	
9	65 %	15							
10									
11	60 %							Argilite altérée, friable peu plastique avec des graves et cailloux anguleux.	
12									
13	40 %							Argilite plus au moins dure avec des passages friables. Présence de graves et cailloux anguleux (Fragmentation mécaniques).	
14									
15	60 %								
16									
17	65 %							Alternance d'argilite dure avec des passages friables, plastique à ferme avec des graves et cailloux anguleux. (Fragmentation mécaniques).	
18									
19	55 %							Argilite dure de couleur grise sombre, avec un plan de schistosité oblique et des fractures obliques à sub-verticales remplis de quartz, altérée avec de graves et cailloux à la base.	
20									

Figure 6. Rapport de forage FT-4

ANNEXE 2

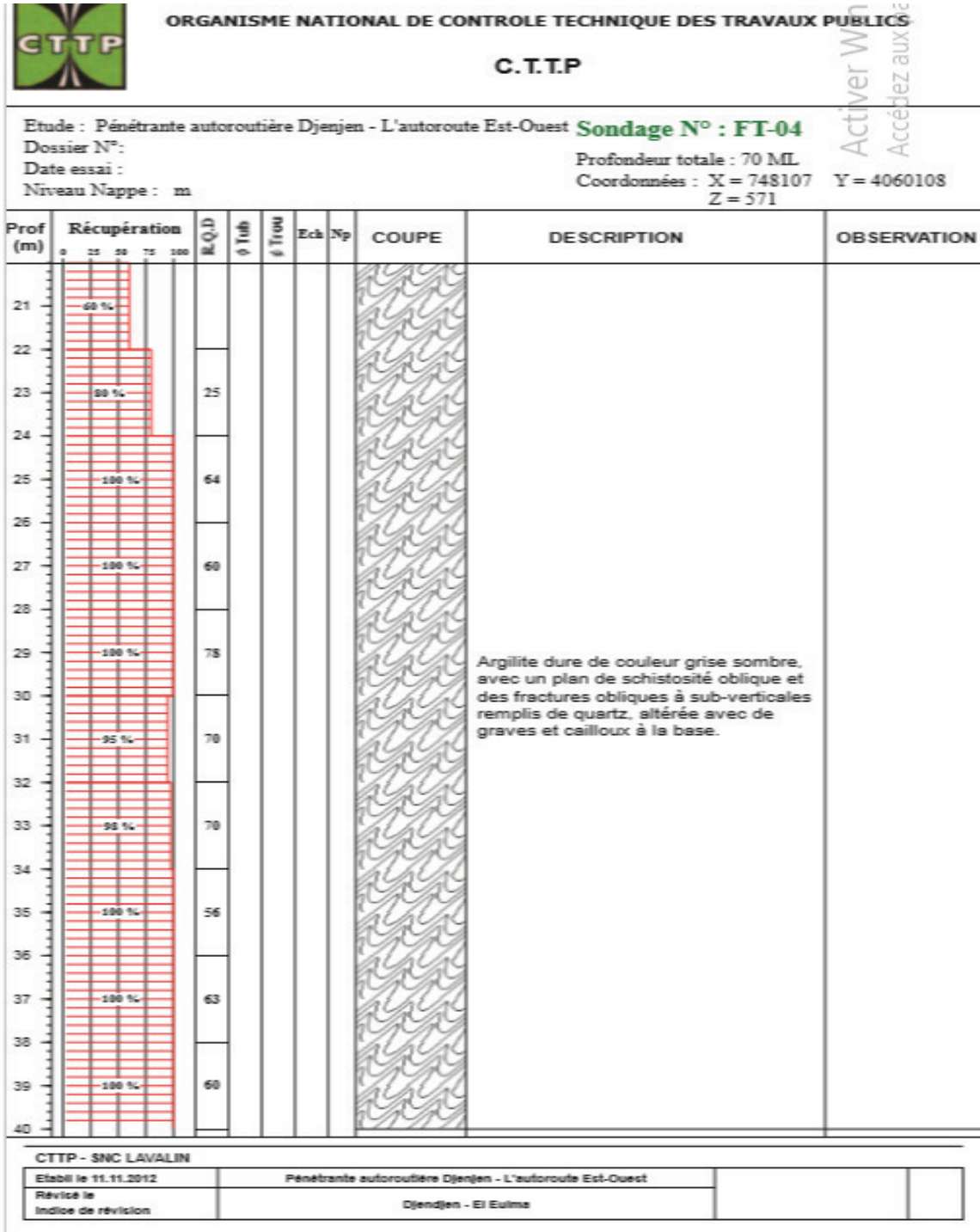


Figure 7. Rapport de forage FT-4

ANNEXE 2

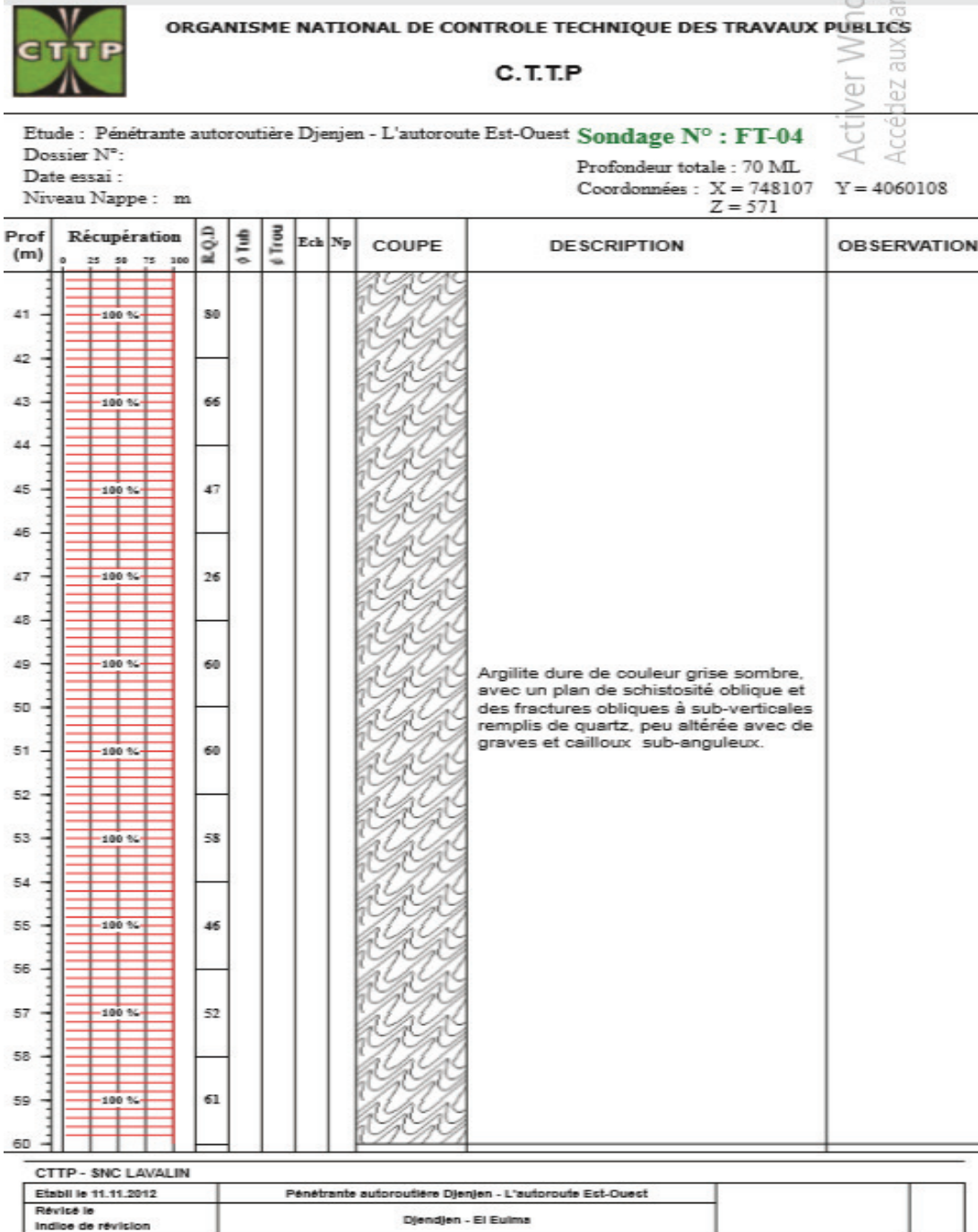


Figure 8. Rapport de forage FT-4

ANNEXE 2

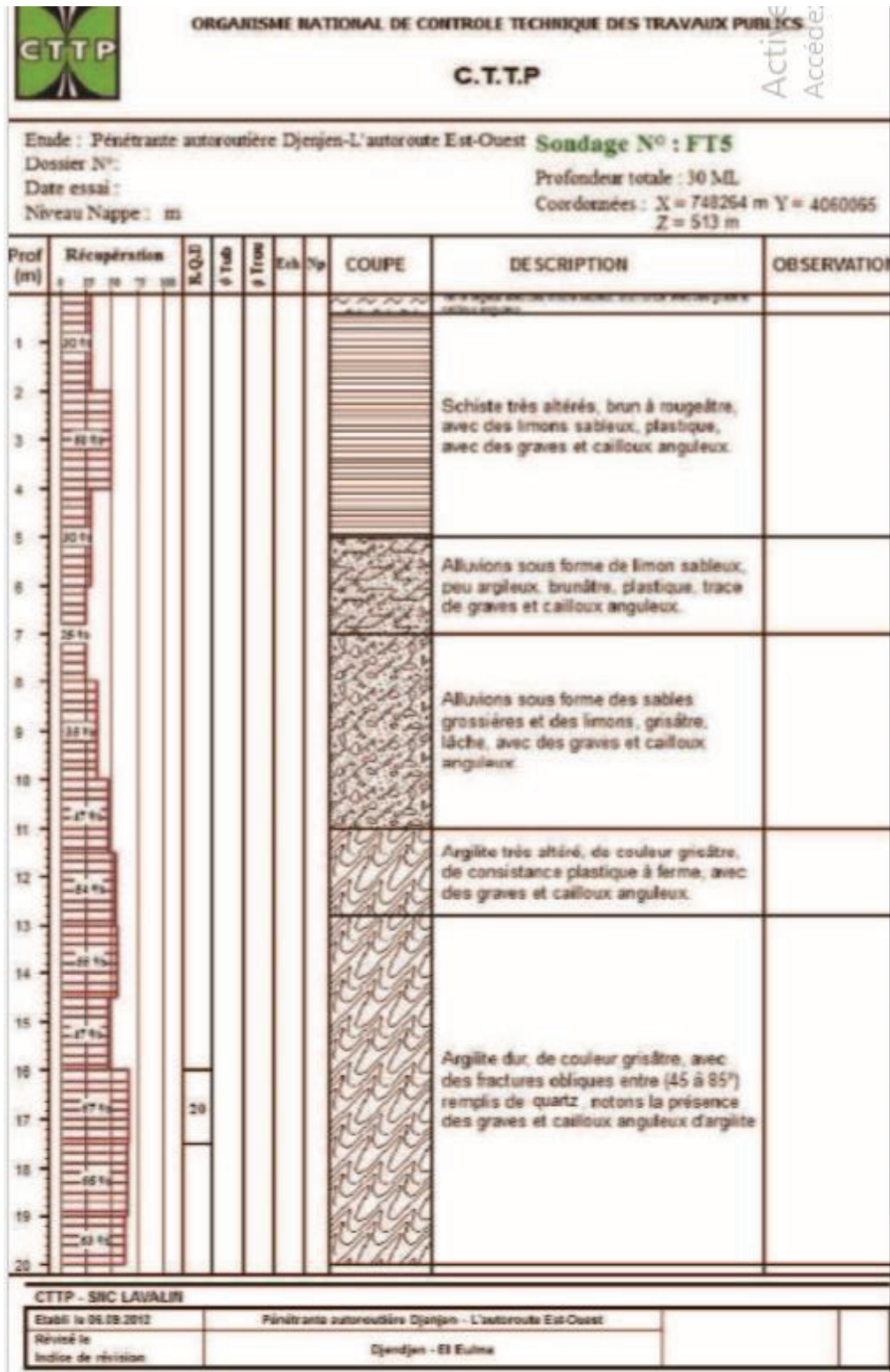


Figure 9. Rapport de forage FT5

ANNEXE 2

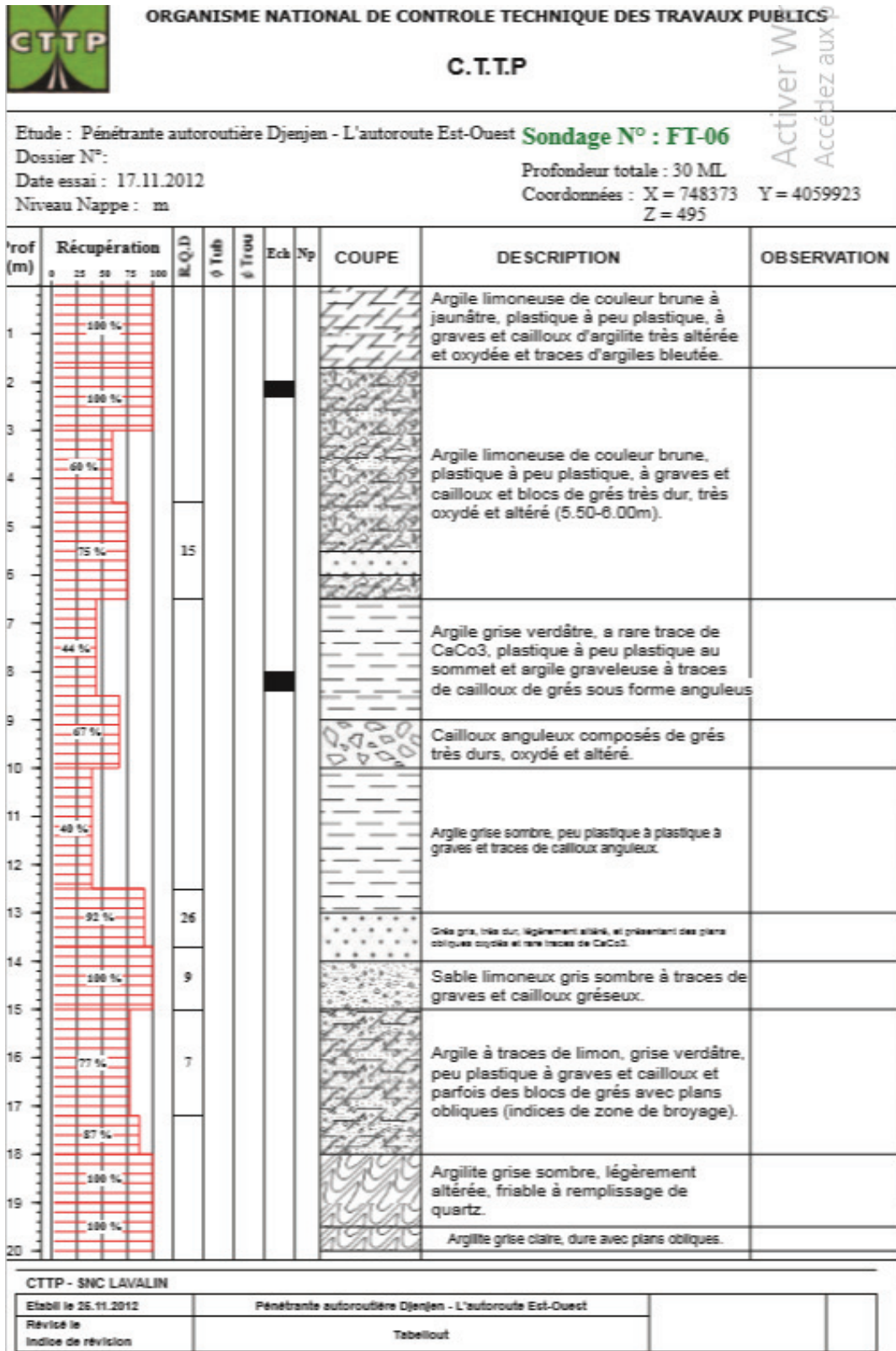


Figure 10 . Rapport de forage FT 6



ANNEXE

3

ANNEXE 3

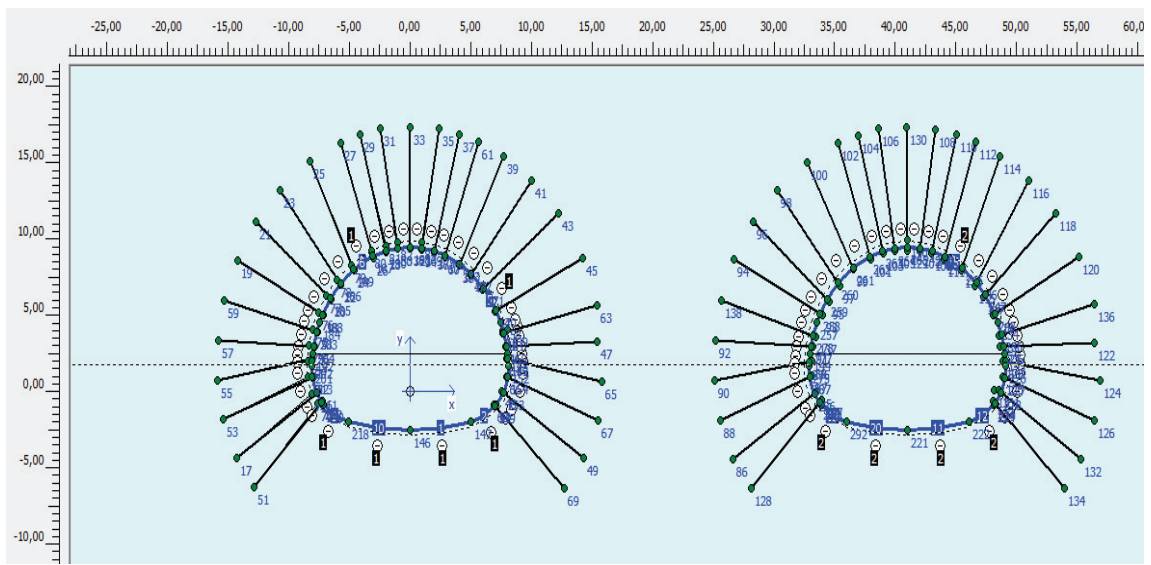


Figure .1. INPUT des deux tubes avec le soutènement

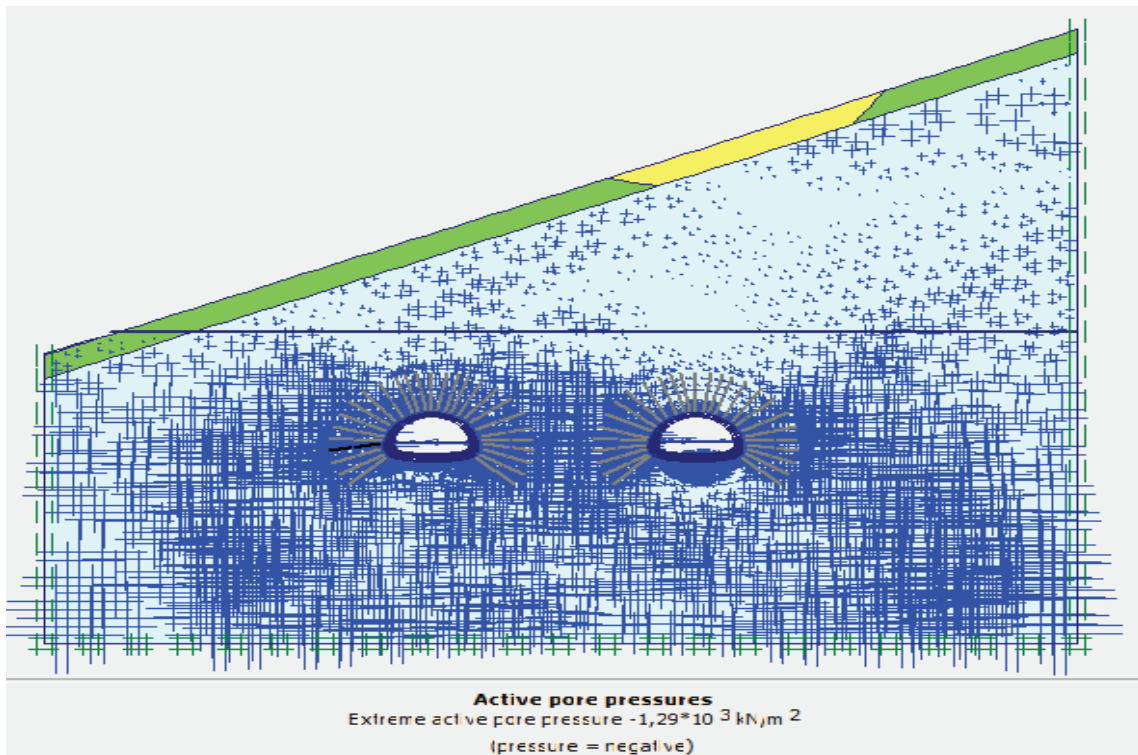


Figure .1. OUTPUT pression d'eau

ANNEXE 3

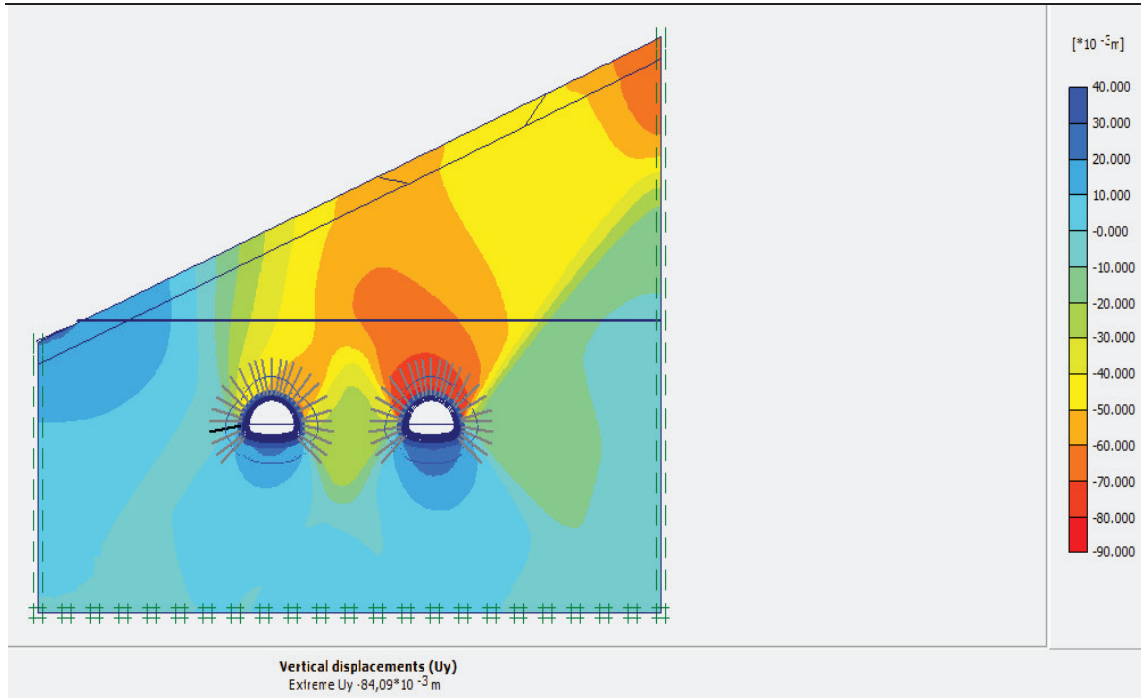


Figure .3. OUTPUT des déplacements vertical

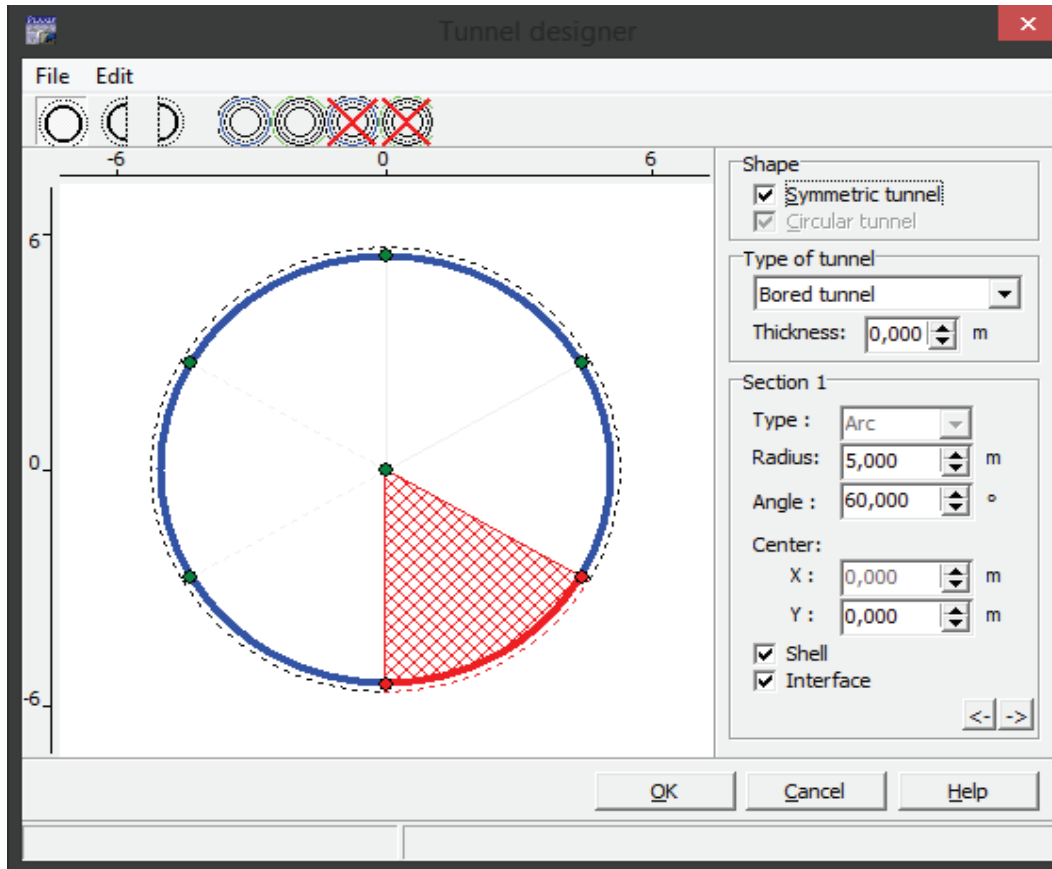


Figure .4.INPUT DE LA SECTION DE TUNNEL

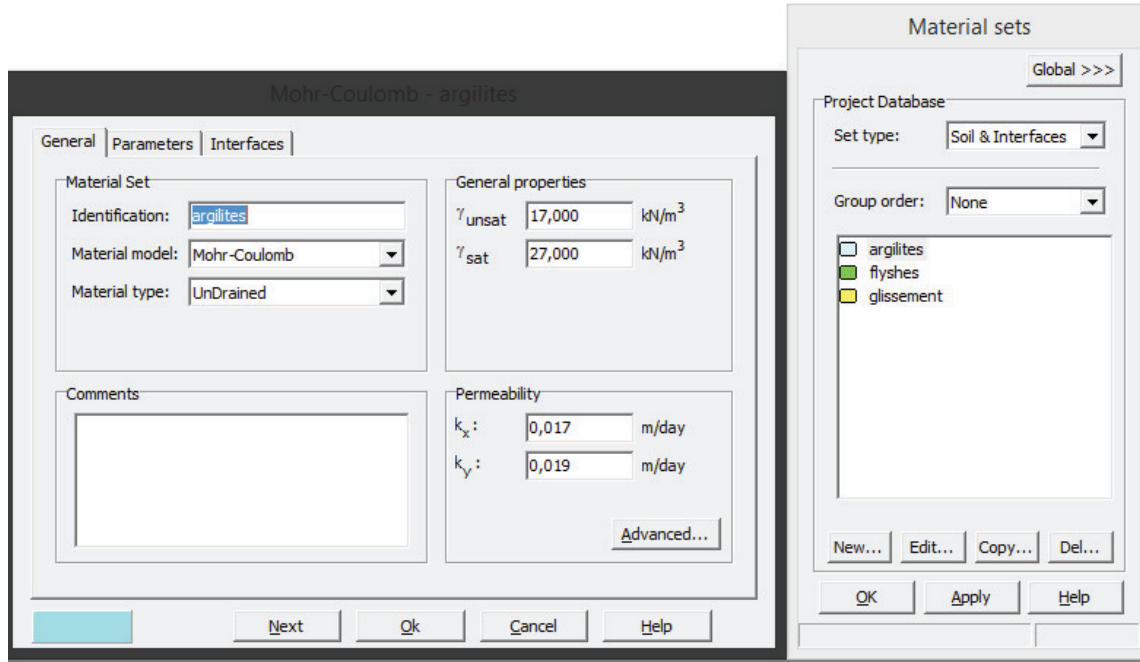


Figure .5. INPUT des caractéristique des éléments



ANNEXE

4

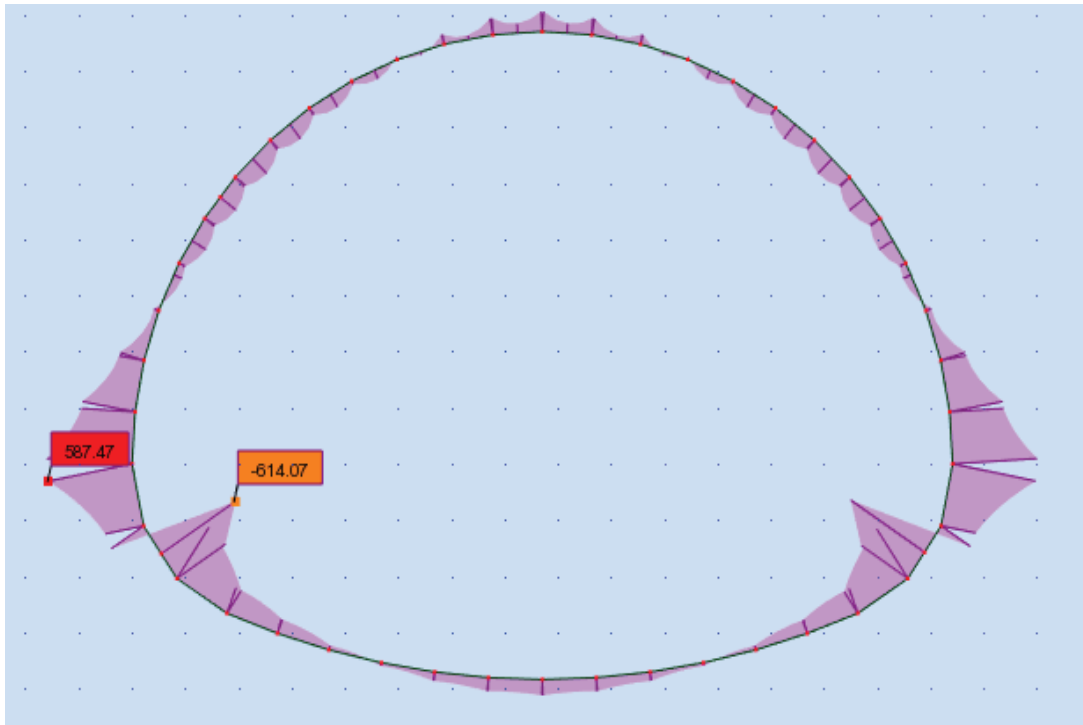


Figure .1. Le moment fléchissant agissant au revêtement définitif dans le cas dynamique

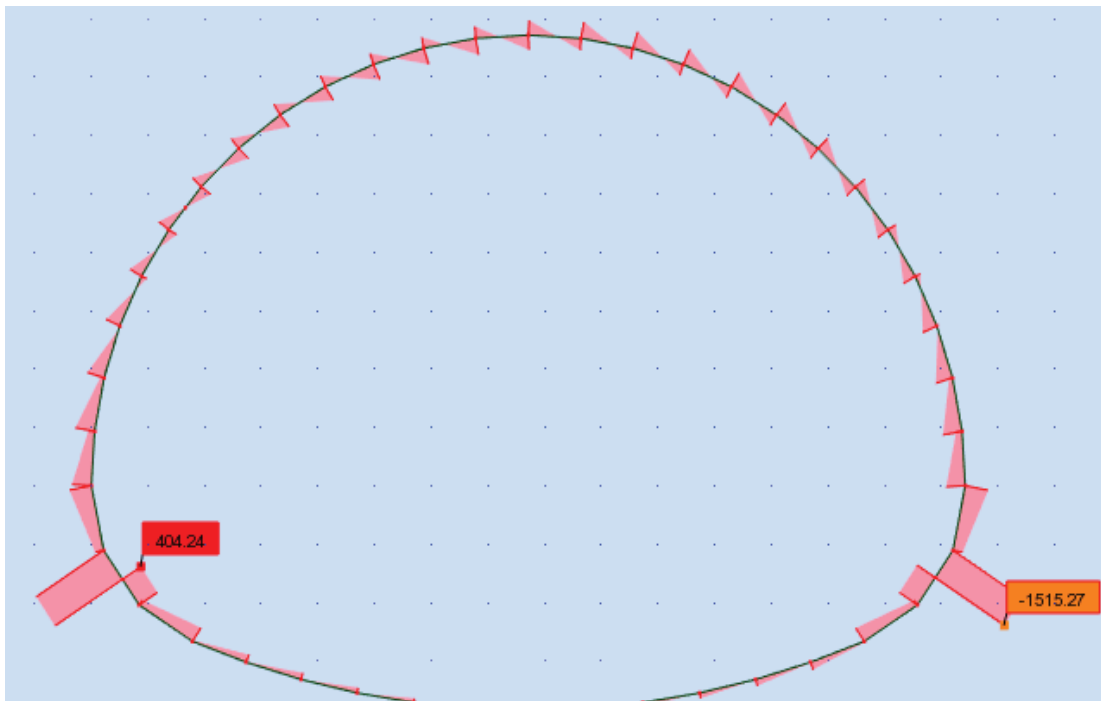


Figure .2. L'effort de tranchant agissant au revêtement définitif dans le cas dynamique

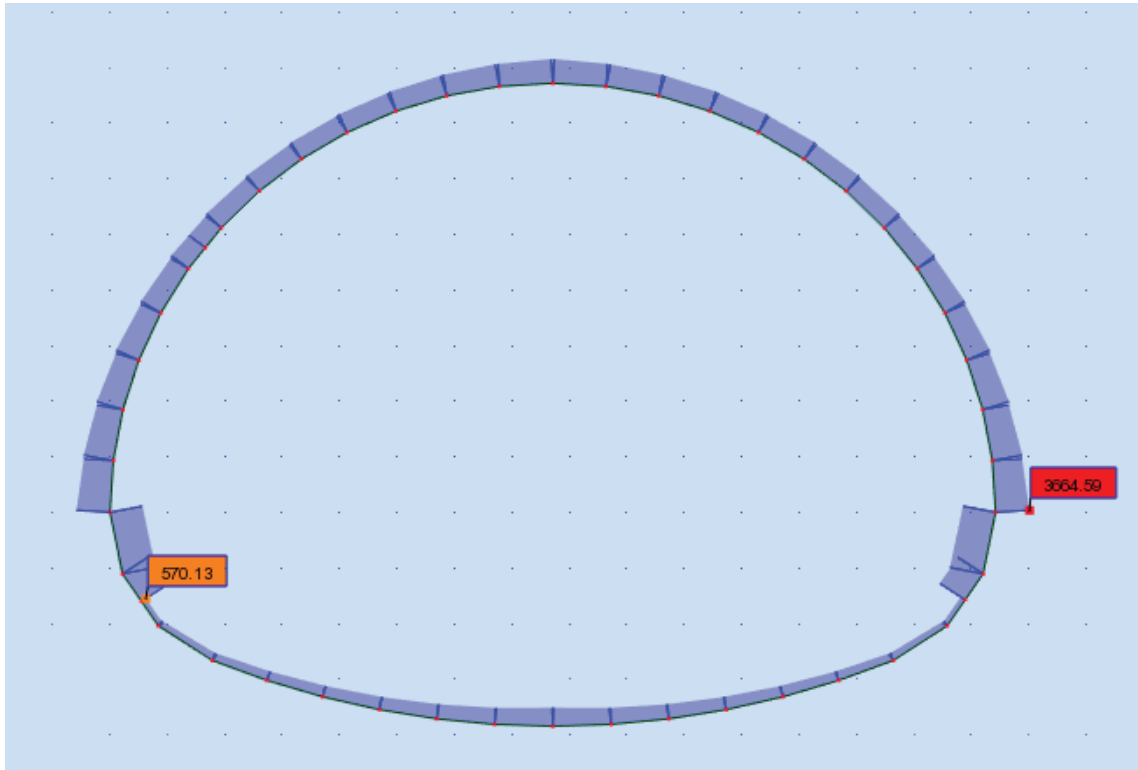


Figure .3. L'effort normale agissant au revêtement définitif dans le cas dynamique



ANNEXE

5

Calcul de Section en Flexion Composée

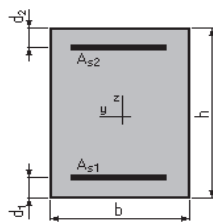
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	2580.03	229.82

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.00$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 2580.03 (kN) M = 229.82 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	2.25
Position de l'axe neutre:	$y = 48.3$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 28.9$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 10.7$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

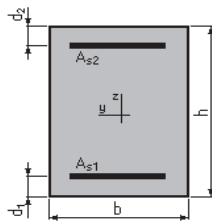
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1698.73	106.58

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 6.2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.00$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 1698.73 (kN) M = 106.58 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	4.03
Position de l'axe neutre:	$y = 58.2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 26.3$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6.0$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 250.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

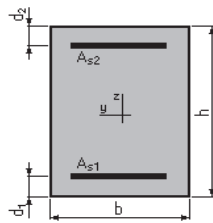
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	2575.20	478.91

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6.2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.14$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 2575.20$ (kN) $M = 478.91$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.03
Position de l'axe neutre:	$y = 25.6$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 36.5$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 21.3$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 242.7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

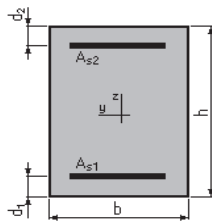
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	2853.34	462.23

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.00$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 2853.34$ (kN) $M = 462.23$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.10
Position de l'axe neutre:	$y = 26.4$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 36.2$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 21.6$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

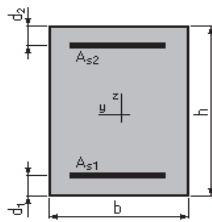
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	431.42	487.21

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 43.1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.96$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 431.42$ (kN) $M = 487.21$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	$y = 20.9$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 38.0$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 14.4$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

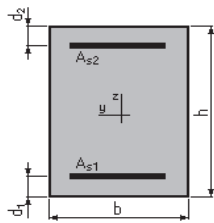
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	1589.93	79.59

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.00$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 1589.93 (kN) M = 79.59 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4.72
 Position de l'axe neutre: $y = 66.6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 25.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.1$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

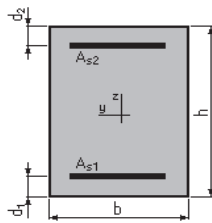
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	3288.96	370.73

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.00$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 3288.96$ (kN) $M = 370.73$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.50
Position de l'axe neutre:	$y = 41.2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 31.3$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 15.5$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

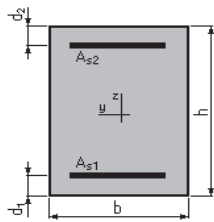
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	2129.00	136.60

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.00$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 2129.00$ (kN) $M = 136.60$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	3.18
Position de l'axe neutre:	$y = 57.5$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 26.4$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 7.5$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

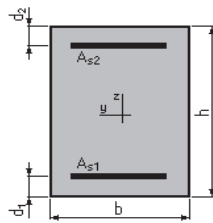
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	3186.64	614.07

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13.3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 5.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.41$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 3186.64 (kN) M = 614.07 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	$y = 27.8$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 35.7$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 24.0$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 223.0$ (MPa)
comprimée:	$\sigma'_s = 295.2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

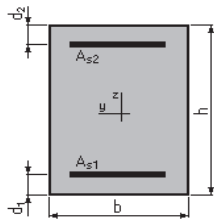
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	3664.59	587.47

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6.2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 3.9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6.2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.22$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 3664.59 (kN) M = 587.47 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	$y = 30.5$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 34.8$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 24.0$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 171.5$ (MPa)
comprimée:	$\sigma_s' = 300.7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

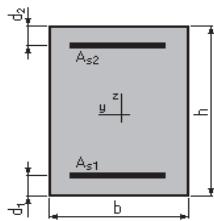
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5.0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	570.13	614.07

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 55.1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 6.2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1.22$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 570.13 (kN) M = 614.07 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	$y = 22.8$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 37.4$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 17.1$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 250.0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 250.0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

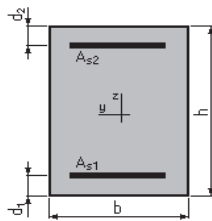
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	2066.24	102.44

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 6.2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.00$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.14$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 2066.24 (kN)** **M = 102.44 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	3.64
Position de l'axe neutre:	$y = 67.0$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 25.0$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6.6$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 24.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)