

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et De la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté De Génie De La Construction
Département Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vu de l'obtention du diplôme de MASTER

En : Génie Civil

Option : Voies et Ouvrages d'Arts

Thème

**ETUDE D'UN TUNNEL FERROVIAIRE A CIEL
OUVERT A THENIA**

Réalisé par :

Boumala Rachid
Mekacher Bilal

Encadré par :

Mr Bentayeb Farid

**Promotion
2016**

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude et remerciements vont à ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné force, patience, courage et volonté pour bien mener et achever notre objectif.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à Mr. BENTAYEB pour son suivi durant l'évolution de ce travail, ainsi que ses conseils avisés, et ses remarques pertinentes.

Nous remercions également les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous exprimons aussi, notre gratitude à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, ainsi qu'à toutes les personnes qui, de près ou de loin, nous ont apporté assistance et aide dans la réalisation de notre projet (Ibtissem, Farid, Abdelghani, ...).

Un grand merci pour Mr Dahmous qui nous a énormément aidé et suivi tout le long de notre travail, ainsi que Mr Gabi qui nous a motivé et encouragé à travers ses conseils avisés et ses recommandations pertinentes, et pour nous avoir proposé ce thème et nous estimer capable de le traiter. Sans oublier Mr Bouzelha Ahmed pour ça précieuse collaboration.

Enfin, nous ne saurions terminer nos remerciements sans les adresser à nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents à qui je dois énormément, que Dieu les préserve ainsi qu'à mes deux frères et ma sœur pour leurs soutien de tous les jours surtout dans les moments difficiles.

Je le dédie aussi à :

Toute ma famille et mes amis.

Bilal Mekacher

DIDICASSES

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on

dédie du fond du coeur à ceux qui

J'aime jusqu'à les frontières de l'imagination

Ma chère mère, mon cher père, sans eux, je n'aurais pas

abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à les

honorer, les servir et les combler.

Je le dédie aussi à :

Mes frères

Toute ma famille

Tous mes proches et amis fidèles

Tous ceux qui m'ont soutenu de près et de loin.

Rachid Boumala

LISTE DES INDICES

EA : Rigidité Normale

EI : Rigidité à la flexion

d : Epaisseur Equivalente

w : Poids

ν : Coefficient de poisson

Ls : Espacement

γ_{unsat} : Poids volumique sec

γ_{sat} : Poids volumique saturé

ω : Teneur en eau

C : Terme de cohésion

WL : Limite de liquidité

WP : Limite De plasticité

IP : Indice de plasticité

PL : Pression limite pressiométrique

τ : Contrainte de cisaillement

ν : Coefficient de Poisson

σ_n : Contrainte normale

ϕ : Angle de frottement

ψ : Angle de dilatance

E : Module d'élasticité

Kv Perméabilité verticale

C' Terme de cohésion effective

ϕ' Angle de frottement effectif

σ_v : Contrainte vertical due au sol

σ_h Contrainte horizontale de la couche

\emptyset : Diametre

S_v : Espacement verticale

S_h : Espacement horizontale .

T : Effort de traction dans le clou.

R_a : Résistance à l'arrachement.

R_n : Résistance à la traction simple de la barre.

γ_{mq} : Coefficients de sécurités partiels sur le frottement latéral.

$\gamma_{m\sigma}$: Coefficients de sécurités partiels sur la résistance à la traction .

P : Périmètre du clou

L_n : Longueur d'ancrage des clous au-delà de la surface de rupture

q_s : Frottement latéral unitaire limite pour le clou considéré.

p_l^* : Pression limite nette p_l^* .

A : Aire de la section transversale de l'armature du clou.

σ_e : Limite d'élasticité de l'acier.

H : Hauteur de la parois

L_{Clou} : longueur des clous les plus longs.

Mpa : Mégapascal

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

F_{c_j} : Résistance caractéristique du béton à la compression à J jours.

F_{t_j} : Résistance caractéristique du béton à la traction à J jours.

E_v : Module d'élasticité transverse.

σ_{bc} : Contrainte limite ultime du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

ϵ_{bc} : Déformation du béton.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité.

σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité del'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de traction dans le béton.

β : Angle d'inclinaison du clou.

Q_{pb} : Poids propre du ballast.

Q_{pT} : Poids propre des traverses.

Q_{pR} : poids du rail.

Q_{CT} : Charge du trafic.

σ_{CV} : Distribution transversale de la charge transmise au ballast.

q_{cv} : Charge transmise au ballast.

$A_{s,nécess}$: Section du clou nécessaire.

A_{sclous} : Section du clou.

A_s : Section d'acier.

M : Moment fléchissant.

N : Effort normal.

V : Effort tranchant.

St : Espacement entre les aciers.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III-1 : Ordre de grandeur de principales caractéristiques dimensionnelles des murs en sol cloué-----	41
Tableau IV-1 : Stratigraphie de la zone d'étude -----	59
Tableau IV-2 : Caractéristiques géotechniques du site-----	61
Tableau .VII-1 : Paramètres de calcul des unités géotechniques -----	88
Tableau .VII-2 : Paramètres de calcul des unités de structures type plaques -----	88
Tableau .VII-3 : Paramètres de calcul des unités de structures type point fixe-----	89
Tableau .VII-4 : Paramètres de calcul des unités de structures type géomailles -----	89
Tableau .VII-5 : Les différents efforts max des différents éléments structuraux du tunnel -----	98
Tableau .VII-6 : L'efforts axial max dans les clous -----	98
Tableau .VII-7: Coefficient d'accélération de zone A (tableau 3.1. du RPOA) -----	99
Tableau .VII-8: Paramètres de calcul sismique -----	99
Tableau .VII-9 : Les différents efforts max des différents éléments structuraux du tunnel -----	101
Tableau.VII-10 : L'efforts axial max dans les clous-----	101
Tableau .VII-11: Ferrailage des éléments dutunnel -----	105
Tableau .VII-12: Ferrailage minimales des éléments du tunnel-----	105
Tableau .VII-13: Ferrail5age des éléments du tunnel-----	106

LISTE DES FIGURES

FIGURE.I.1. Coupe longitudinale -----	6
FIGURE.I.2. Localisation de la ligne ferroviaire Thénia Tizi Ouzou-----	7
FIGURE.I.3. Localisation du projet-----	8
FIGURE I.4. Tracé en plan-----	9
FIGURE.I.5. Section transversale du tunnel-----	10
FIGURE.I.6. Géométrie du tunnel -----	11
FIGURE II.1.Ouvrage construit dans une fouille talutée	16
FIGURE. II.2. Ouvrage construit dans une fouille (parois verticales)-----	17
FIGURE.II.3. La méthode « BRUXELLOISE »-----	18
FIGURE.II.4.La méthode des parois moulées dans le sol -----	20
FIGURE.II.5. Palplanches métalliques -----	22
FIGURE.II.6. Pieux jointifs et pieux sécants -----	24
FIGURE. II.7. Les différentes phases d'exécution des pieux-----	25
FIGURE.II.8. Parois de soutènement en pieux forés -----	26
FIGURE.III.1. Schématisation de la zone active et de la zone résistante -----	29
III.2. Stabilisation d'une pente par clouage -----	30
FIGURE. III.3. Mur de soutènement réalisé par clouage-----	31
FIGURE.III.4. Schéma d'implantation d'hurpinoise -----	32
FIGURE.III.5. Clouage classique. Coupe du mur d'herbouville (lyon) -----	33

FIGURE.III.6. Schéma d'une paroi clouée -----	35
FIGURE.III.7. Phases de construction d'une paroi clouée -----	37
FIGURE.III.8. Composants d'une paroi clouée-----	38
FIGURE.III.9 Géo-synthétiques drainants disposés en bandes verticales entre le terrain et le parement -----	39
FIGURE.III.10. Drains non visibles de l'extérieur, reliés a un collecteur enterré -----	40
FIGURE.III.11. Modèles des sols cloués sur la surface de mur -----	42
FIGURE.III.12. Zone d'influence -----	45
FIGURE.III.12. Essai typique de clous-----	46
FIGURE.III.13. Schéma de principe d'un essai d'arrachement -----	46
FIGURE.IV.1. Carte de localisation des grands ensembles du nord de l'algerie et principaux gites-----	53
FIGURE.IV.2. Carte geologique generale de l'algerie-----	55
FIGURE.IV.3. Carte tectonique de la region d'Alger-----	56
FIGURE IV.4. Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003 -----	56
FIGURE.IV.5. Carte de zonage sismique de l'Algerie-----	57
FIGURE.IV.6. Region hydrographique Algeroise-----	58
FIGURE.IV.7. Localisation des sondages -----	60
FIGURE.V.1. Différent types d'éprouvettes utilisées pour le teste d'écrasement -----	66
FIGURE.V.2.Essais de traction -----	67
FIGURE.V.3. Schéma de déformation transversale-----	69

FIGURE.V.4. Diagramme σ - ε du béton à l'ELU -----	70
FIGURE.V.5. Diagramme σ - ε du béton à l'ELS-----	71
FIGURE.V.6. Diagramme réel σ - ε des aciers à l'ELU -----	72
FIGURE.V.7. Diagramme conventionnel σ - ε des aciers à l'ELU-----	72
FIGURE.V.8. Diagrammes des Aciers à l'ELS-----	73
FIGURE.VII.1. géométrie du tunnel-----	82
FIGURE.VII.2. Traverse en Béton-----	83
FIGURE.VII.3. Modèle de charge UIC-71 -----	84
FIGURE.VII.4. Modèle de charge SW/0-----	84
FIGURE.VII.5. Modèle de charge SW/2-----	85
FIGURE.VII.6. Distribution transversale de charge UIC-71-----	85
FIGURE.VII.7. Distribution transversale de charges SW/0 et SW/2 -----	86
FIGURE.VII.8. Géométrie du modèle du tunnel à l'état final sur Plaxis 2D -----	87
FIGURE.VII.9. Génération du maillage -----	90
FIGURE.VII.10. Génération de la nappe phréatique-----	90
FIGURE.VII.11. Génération des pressions interstitielles-----	91
FIGURE.VII.12. Génération des contraintes effectives initiales -----	91
FIGURE.VII.13. Déformation du maillage -----	93
FIGURE.VII.14. Les différents diagrammes des efforts et du déplacement-----	94
FIGURE.VII.15. Diagramme déplacement -----	95
FIGURE.VII.16. Diagramme d'effort normal-----	95

FIGURE.VII.17. Diagramme d'effort tranchant -----	96
FIGURE.VII.18. Diagramme des moment fléchissants-----	96
FIGURE.VII.19. Diagramme Deplacement -----	97
FIGURE.VII.20. Diagramme d'effort normal-----	97
FIGURE.VII.21. Diagramme d'effort tranchant -----	97.
FIGURE.VII.22. Diagramme des Moment fléchissants -----	97
FIGURE.VII.23. Composante EW-----	100
FIGURE.VII.24. Composante NS-----	100
FIGURE.VII.25. Composante V -----	100
FIGURE.VII.26. Déformation du maillage (cas dynamique) -----	101
FIGURE.VII.27. Section de ferrailage du pieu-----	104
Figure.VI. 28: Ferrailage de la voûte -----	107
Figure.VI. 28: Ferrailage du pied droit -----	107
Figure.VI. 28: Ferrailage du radier-----	108

SOMMAIRE

Introduction générale	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION ET CONCEPTION DU PROJET.

I.1. Introduction.....	3
I.2. Facteurs d'implantation d'un tunnel	4
I.3. Géométrie, schéma structure.....	7
I.4. Cas de notre projet	7
I.4.1. Préambule	7
I.4.2. Conception de la structure.....	10
I.4.3. Mode de construction	12
I.4.4. Finition et détails de construction	13
I.5. Conclusion	14

CHAPITRE II : METHODES DE CONSTRUCTION A CIEL OUVERT.

II.1. Introduction	15
II.2. Construction a ciel ouvert.....	15
II.2.1. Généralités	15
II.2.2. Tranchée ouverte	16
II.2.3. Tranchée couverte.....	18

II.3. Techniques d'exécution a ciel ouvert	19
II.3.1. Soutènement de fouilles.....	19
II.3.1.1. Parois moulées dans le sol	19
II.3.1.1.1.Déscription du procédé.....	19
II.3.1.1.2.Avantages	21
II.3.1.1.3.Inconvénients.....	21
II.3.1.2. Palplanches métalliques.....	22
II.3.1.2.1.Déscription du procédé.....	22
II.3.1.2.2.Avantages	23
II.3.1.2.3.Inconvénients.....	23
II.3.1.3. Pieux sécants.....	23
II.3.1.3.1.Déscription du procédé.....	23
II.3.1.3.2.Avantages	24
II.3.1.3.3.Inconvénients.....	25
II.3.1.4.Pieux exécutés en place par excavation du sol ou pieux fores	25
II.3.1.4.1.Déscription du procédé.....	25
II.3.1.4.2.Avantages	26
II.3.1.4.3.Inconvénients.....	26
II.4. Conclusion	27

CHAPITRE III : LES CLOUS

III.1. Généralités.....	28
III.1.1. Introduction	28
III.1.2. Définition de clouage du sol.....	28
III.1.3. Différentes type d'utilisations.....	30
III.1.3.1. La stabilisation des pentes(Naturelles).....	30
III.1.3.2. le soutènement des excavations (pentes artificielles).....	30
III.1.4. Soutènement par clouage	31
III.1.4.1. Techniques de mis en place.....	31
III.1.4.2. Catégories de soutènement.....	32
III.1.4.2.1.Soutènement par barres courtes.....	32
III.1.4.2.2.Soutènement par barres longues.....	32
III.1.4.3.Limites d'application	33
III.1.4.4.Les principaux avantages du clouage pour les soutènements	34
III.1.5.Parois clouées	34
III.1.5.1.Définition	34
III.1.5.2.Domaine d'application	35
III.1.5.3.Les phases de réalisation d'une paroi clouée	35
III.1.5.4.Les composants d'une paroi clouée	38
III.1.5.5.Drainage	38
III.2.Conception et calcul	40

III.2.1.Considérations initiales de la conception du mur cloué	41
III.2.1.1.Espacement des clous verticaux et horizontaux	41
III.2.1.2.Modèle du mur cloué sur le visage.....	41
III.2.1.3.Inclinaison des clous	42
III.2.1.4.Distribution des longueurs de clou	42
III.2.1.5.Autres considérations initiales	42
III.2.2.Dimensionnement d'un clou	43
III.3.Essais sur clous.....	45
III.3.1.Contrôle des ancrages.....	46
III.3.1.1.Essais de confirmité	46
III.3.1.2.Essais de contrôle/réception	46
III.4. Conclusion.....	47

CHAPITRE IV : RECONNAISSANCES DU SITE

IV.1. Introduction	48
IV.2. Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.....	49
IV. 2.1. Sondages	50
IV.2.1.1. Prélèvements d'échantillons	50
IV.2.2. Exécution des puits	51
IV.2.3. Galerie de reconnaissance	51
IV.2.4. Diagraphies	52

IV.3. Aperçu géologique général de la wilaya de BOUMERDES.....	52
IV.3.1.Le primaire	54
VI.3.2.Le tertiaire	54
VI.3.3.Le quaternaire	54
IV.4. Aperçu tectonique	55
IV.5. Aperçu sismique.....	57
IV.6.Aperçu hydrogéologique.....	58
IV.7. Aperçu géotechnique.....	59
IV.8. Données géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de l'ouvrage	59
IV.9. Conclusion	62

CHAPITRE V : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

V.1. Introduction	63
V.2. Béton	63
V.2.1. Composition du béton	63
V.2.2. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton.....	65
V.2.2.1. Masse volumique.....	65
V.2.2.2.Retrait	65
V.2.2.3. Fluage	65
V.2.3. Resistance caractéristique a la compression.....	65
V.2.3.1.Resistances caractéristiques du béton (BAEL91)	65

V.2.3.2. Résistance caractéristique à la traction.....	67
V.2.4. Déformation du béton.....	67
V.2.4.1. Déformation longitudinale	67
V.2.4.1.1. Module de déformation instantané	67
V.2.4.1.2. Module de déformation différé	68
V.2.4.2. Déformation transversale	68
V.2.5. Déformation et contraintes de calcul.....	69
V.2.5.1. Etat limite ultime (ELU).....	69
V.2.5.1.1. Hypothèses de calcul	69
V.2.5.1.2. Diagramme contraintes-déformations	70
V.2.5.2. Etat limite de service (ELS)	71
V.2.5.2.1. Hypothèses de calcul	71
V.3. Les armatures	71
V.3.1. Diagramme contraintes-déformations	72
V.3.1.1. Etat limite ultime (ELU).....	72
V.3.1.2. Etat limite de service (ELS)	73

CHAPITRE VI : PRESENTATION DU LOGECIEL PLAXIS

VI.1. Présentation du logiciel PLAXIS	74
VI.1.1. Les points forts du logiciel PLAXIS	74
VI.1.2. La démarche de modélisation avec PLAXIS	75

VI.1.2.1.Géométrie.....	75
VI.1.2.2.Conditions aux limites	76
VI.1.2.3.Définition des paramètres des matériaux.....	76
VI.1.2.4.Maillage	76
VI.1.2.5.Les conditions initiales.....	77
V.1.2.6.Phase de calcul	77
VI.1.2.7.Visualisation des résultats.....	78

CHAPITRE VII : MODELISATION ET CALCUL

VII.1.Introduction.....	80
VII.2.Paroi clouée	81
VII.2.1. Caractéristiques des pieux	81
VII.2.2.Clous	81
VII.3.Caractéristiques et géométrie du tunnel.....	82
VII.4.Calcul statique	83
VII.4.1.Actions permanentes.....	83
VII.4.2.Actions variables	84
VII.4.3.Les différentes phases de calcul	87
VII.4.3.1.La géométrie du modèle	87
VII.4.3.2.Paramètres de calcul	88
VII.4.3.3.Génération du maillage.....	89

VII.4.3.4. Conditions initiales	90
VII.4.3.5. Procédure de calculs	92
VII.4.3.6. Principaux résultats.....	93
VII.4.3.6.1. Déformation du maillage	93
VII.4.3.6.2. Déformation des éléments structuraux	94
VII.4.3.6.3. Récapitulatif des résultats	98
VII.5. Calcul dynamique	98
VII.5.1. Déformation du maillage	101
VII.6. Vérification des clous	102
VII.7. Ferrailage	103
VII.7.1. Détermination du ferrailage des pieux.....	103
VII.7.1.1. Armature minimale des pieux.....	103
VII.7.1.2. Ferrailage longitudinal.....	104
VII.7.2. Détermination du ferrailage du tunnel.....	105
VII.7.2.1. Ferrailage longitudinal.....	105
VII.7.2.2. Ferrailage transversal.....	106
VII.7.2.3. Armatures de répartition	106
Conclusion générale	109
Bibliographie	111

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis toujours, l'homme a eu besoin de se déplacer pour accomplir ses tâches quotidiennes. De ce besoin de se déplacer est apparu le besoin de concentration, de convergence, d'où la naissance des villes. Au cours du temps, ce phénomène est parfois devenu si important que l'on en arrive à parler de mégalopole (agglomération urbaine de dimensions considérables, qui regroupe parfois plusieurs villes).

Ces deux phénomènes conjugués ont conduit les villes à la saturation des réseaux de transport, en particulier en leurs centres. Ces dernières décennies, les concentrations urbaines et la croissance continue de la ville n'ont cessé de croître. Les déplacements congestionnent les villes (dans les très grandes villes, le temps perdu dans les embouteillages semblait doubler tous les six ans), il a donc fallu augmenter significativement la capacité des différents réseaux de transport ; mais la concentration en bâtiments augmentant avec la population, développer ces réseaux n'est souvent pas possible : il est alors nécessaire de penser à aménager la ville autrement.

Cette forte densification les a conduits à chercher d'autres solutions permettant d'augmenter l'espace vital de l'homme sans, pour autant, prendre plus de place à la surface de la terre, ceci limitera les encombrements et donnera une bonne répartition de la distribution des flux.

Aller en souterrain présente pas mal d'avantages (la solution souterraine s'avère être la meilleure solution d'un point de vue purement urbanistique) mais apporte aussi son lot d'inconvénients (sans parler des techniques de réalisation, qui engendrent un net surcoût, il faut aussi tenir compte d'autres aspects tels que la sécurité, la maintenance, la qualité de vie).

Présenter les diverses implications liées aux constructions souterraines est donc nécessaire pour mieux comprendre l'impact du souterrain sur la ville .

La suburbaine donne souvent des migraines aux ingénieurs car la mission est dangereuse et périlleuse. Les dangers qui en découlent sont bien connus : éboulement, enfouissement, inondation des chantiers,...etc. L'ingénieur est, donc, confronté à deux problèmes majeurs ; d'une part, il faut préserver la stabilité de l'ouvrage contre d'éventuels accidents pour assurer le succès des travaux, d'une autre part, il faut contrôler les déformations du massif encaissant.

Présenter les divers aspects techniques, économiques et juridiques liés aux constructions souterraines est donc nécessaire pour mieux comprendre l'impact du souterrain sur la ville et prévoir le type de tunnel à implanter. Selon le problème posé, l'analyse de ces facteurs conduit à limiter l'éventail des procédés de construction possibles. Ils existent deux types majeurs de procédés :

- **La méthode de creusement.**

- **La méthode à ciel ouvert.**

Vu l'emplacement du terrain de notre tunnel (le tunnel a une profondeur peu importante), on a opté pour la méthode à ciel ouvert.

Notre travail sera réparti en sept chapitres :

Le chapitre I consistera en une présentation de notre projet. Nous allons commencer par présenter le tunnel de Thénia (wilaya de BOUMERDES), nous donnerons ensuite une description générale du travail à effectuer.

Nous parlerons dans le chapitre II, de la méthode de construction à ciel ouvert et des différents types de soutènements avec la description de leurs mises en œuvre, ainsi que leurs principaux avantages et inconvénients.

Le chapitre III sera consacré aux clous. Nous ferons une classification de ces derniers selon plusieurs critères, nous aborderons, ensuite, la conception et le calcul de ces clous et verrons les paramètres à prendre en compte pour mener à bien cette étape.

Nous parlerons dans le chapitre IV, de la reconnaissance des sites d'étude. Nous donnerons un aperçu géologique général de Boumerdes et nous évoquerons les différents sondages effectués dans notre projet ainsi que les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques des différentes couches.

Dans le chapitre V nous verrons les différentes caractéristiques des matériaux utilisés.

Le chapitre VI est une présentation du logiciel **PLAXIS**. Ce dernier permet de modéliser la structure et d'étudier sa stabilité.

Ensuite, dans le chapitre VII, nous allons modéliser notre structure pour déterminer les différents diagrammes des efforts afin de déterminer le ferrailage de cette dernière.

Nous terminerons ce travail par une conclusion générale qui passera en revue tout ce qui a été abordé dans ce mémoire.

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE I : PRESENTATION ET CONCEPTION DU PROJET.

I.1.Introduction

Dans le cadre de l'amélioration du transport dans la banlieue Algéroise et la périphérie de la capitale, l'état a préconisé le projet de la modernisation de la ligne ferroviaire Thénia-Tizi Ouzou avec électrification jusqu'à Oued Aissi, avec un linéaire de 64 kilomètres. Ce projet diminuera le temps du parcours de 28 minutes, qui permettra de relier Alger en 01H10 mn, contre 01H55 mn actuellement. Mettant à la disposition de plus de quatre millions de voyageurs, un moyen de transport fiable sécurisé et rapide (160km /h).

Cette infrastructure est dotée de plusieurs ouvrages d'arts, ainsi d'une architecture moderne répondant à des normes internationales. Prennent en considération la sécurité et le confort des voyageurs, en jouant sur les deux fils de la prise en charge du transport, à la fois des personnes et de marchandises.

Doté d'une enveloppe de 60 milliards de DA, dont 17 pour l'étude. Ce projet est constitué, selon sa fiche technique de 18 ponts rails, 09 viaducs d'une longueur totale de 3 Km, 09 gares ferroviaires. Ainsi que 4 tunnels d'une longueur totale de 3,024 Km, dont celui de Thénia (2x159m) qui substituera le tunnel existant, sur la même longueur.

Ce projet, est une continuité du dédoublement de la voie électrifiée de la gare d'Alger vers la gare de Thénia. Compte à cette dernière, elle constitue une gare de correspondance de grande importance concernant toutes les villes de l'est du pays : Tizi Ouzou, Bejaïa, Sétif, Constantine, Annaba, etc. Tout ce trafic transite par l'ancien tunnel ferroviaire, situé en plein centre-ville.

Suite au trafic ferroviaire important auquel sera soumise cette région, ainsi que la sécurité et le confort des voyageurs, l'Agence Nationale d'Etudes et de Suivi de la Réalisation des Investissement Ferroviaires (ANESRIF), à décider après une étude approfondi, de substituer le tunnel existant au niveau du centre-ville par un nouveau tunnel à deux tubes avec une électrification et un dédoublement de voie pour chacun d'eux, (l'un assurera la nouvelle liaison ferroviaire de Thénia à BBA, et l'autre tube permettra la liaison de Thénia vers Tizi Ouzou).

I.2.Facteurs d'implantation d'un tunnel

- **Le tracé**

Dans le cas général une bonne reconnaissance de l'environnement permet un choix judicieux du tracé du tunnel.

Ce choix va tenir compte, avant tout, des intérêts de la circulation et des transports de la région en question. Son implantation exacte va dépendre ensuite des conditions géographique et hydrogéologique.

Dans la mesure du possible, on s'efforce de garder l'axe du tunnel droit, ce qui, d'une part diminue sa longueur et rend la construction plus économique ; et d'autre part il facilite la construction. Simplifie l'implantation et améliore l'effet de la ventilation. Mais des fois, par suite des conditions topographiques particulières, les voies de raccordement doivent suivre un tracé en courbe. Le choix du tracé est aussi influencé par l'implantation correcte des points d'attaque d'entrée et de sortie du tunnel.

- **Etude du profil en long**

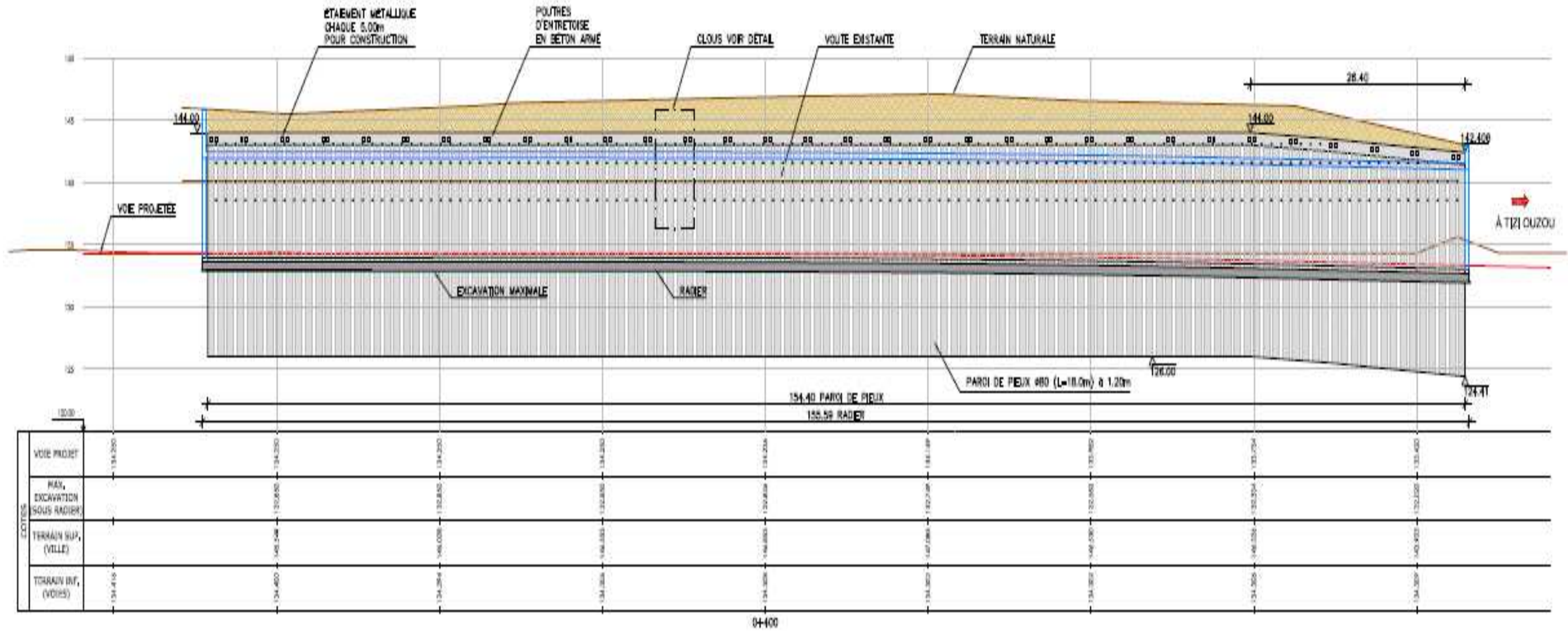
Le choix de la situation en élévation et du profil en long des tunnels, dépend du déroulement de la circulation et des conditions d'exploitation. Il sera fondé sur les exigences de l'exploitation et de la construction.

Le facteur de construction et celui de l'exploitation sont sensibles à l'implantation des parties hautes ou basses du tunnel, parce que c'est d'elles que dépend la nature du sous-sol à traverser.

Dans le cas général le profil en long d'un tunnel est conditionne par :

- La nature des terrains à traverser.
- L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités.
- La présence d'accidents géologiques (zone faillée avec venues d'eaux en charge, nécessitant un traitement à l'avance par injection).
- La nature et l'épaisseur des terrains de couvertures.
- L'orientation de la valeur des contraintes principales naturelles.
- La présence d'eau et débits d'eau prévisibles.

- L'emplacement qui nécessite une étude particulière, permettant d'éviter autant que possible des zones instables, les zones humides et les zones bâties, il faut chercher des zones à forte pente.
- Il est important d'implanter les tunnels de haute montagne dans des couches suffisamment épaisses de roches saines, situées de préférence au dessus du niveau de la nappe d'eau souterraine.



SECTION A-A'_PAROI DE PIEUX GAUCHE
ESCALA 1:250

FIGURE.I.1. Coupe longitudinale

I.3.Géométrie, schéma structurel

- **Choix de la section**

La section d'un tunnel doit être déterminée sur la base des facteurs suivants :

- Les gabarits des véhicules qui seront appelés à emprunter le tunnel et de ceux des matériaux qui y seront transportés.
- La nature du terrain, sa résistance, sa teneur en eau et les poussées géologiques du souterrain.
- La méthode de travail adoptée, le matériau utilisé pour le revêtement, sa résistance, ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter.
- L'existence d'une (01) ou de deux (02) voies de circulation.

- **Gabarit libre**

La section utile à garder libre à l'intérieur du tunnel, autrement dit le gabarit fonctionnel est nécessaire à l'étude du projet. Outre le gabarit de circulation, il convient de prévoir de la place pour les diverses conduites et canalisations imposées par l'exploitation du tunnel et de la voie de circulation. Lors du dimensionnement de la section, il ne faut pas perdre de vue l'éventualité de l'introduction ultérieure de nouvelles machines, nécessitant un gabarit plus grand.

I.4. Cas de notre projet

1.41.Préambule

Le Tunnel de Thénia de la nouvelle ligne se substituera au tunnel existant. Il sera constitué de deux tubes, La longueur initialement étant égale à 159 m, sera maintenue pour le projet actuel. Les deux tubes seront destinés, l'un servira les voies vers Constantine et l'autre les voies vers Tizi-Ouzou.



FIGURE.I.2. Localisation de la ligne ferroviaire Thénia Tizi Ouzou.



FIGURE.I.3. Localisation du projet.

Les contraintes principales à considérer pendant l'exécution du génie civil de notre tunnel, sont :

- Le maintien du tunnel existant : La circulation ferroviaire par ce dernier vers Constantine (côté Est du pays) doit être maintenue pendant les travaux de réalisation du tunnel.
- Le maintien de la Route du côté sud du tunnel menant à Tizi Ouzou et Bouira : Cette route doit rester en circulation permanente.
- Eliminer les accès au tunnel : le présent projet n'a pas l'objectif de définir les accès au nouveau tunnel.
- Le maintien d'une conduite d'eau Potable (AEP) de diamètre Ø400 qui traverse le chantier sur sa largeur (du Nord au Sud).
- Le maintien en alimentation de gaz naturel qui déverse du Nord vers le Sud de la ville, par différentes conduites traversant le chantier en sa largeur.
- Le maintien et la protection de la ligne d'Algérie Telecom (fibre optique), sur la limite de notre ouvrage du côté sud.

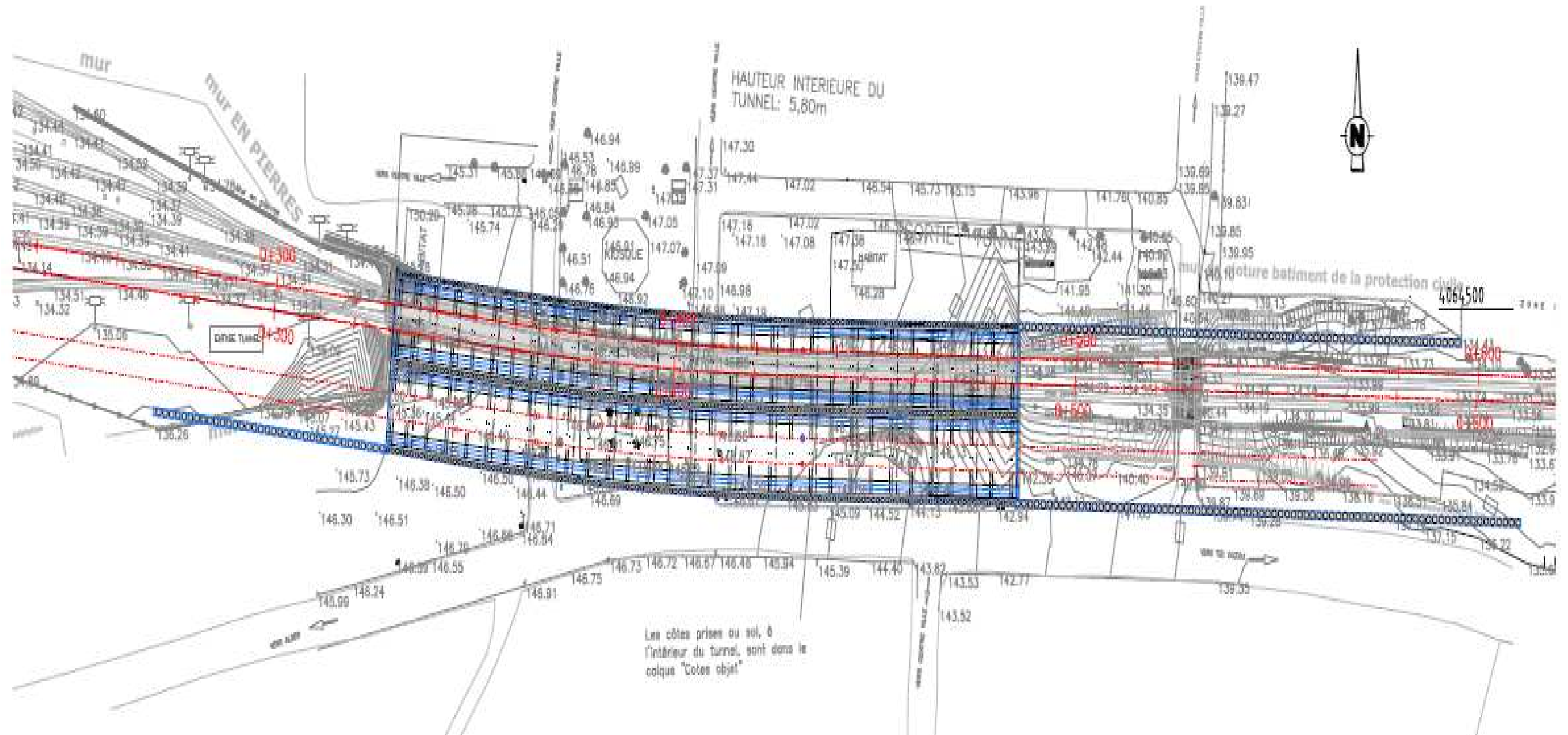


FIGURE I.4. Tracé en plan.

1.4.2. Conception de la structure

Notre tunnel est composé de deux voies de circulation pour chaque tube. Ses dimensions sont illustrées dans la figure suivante :

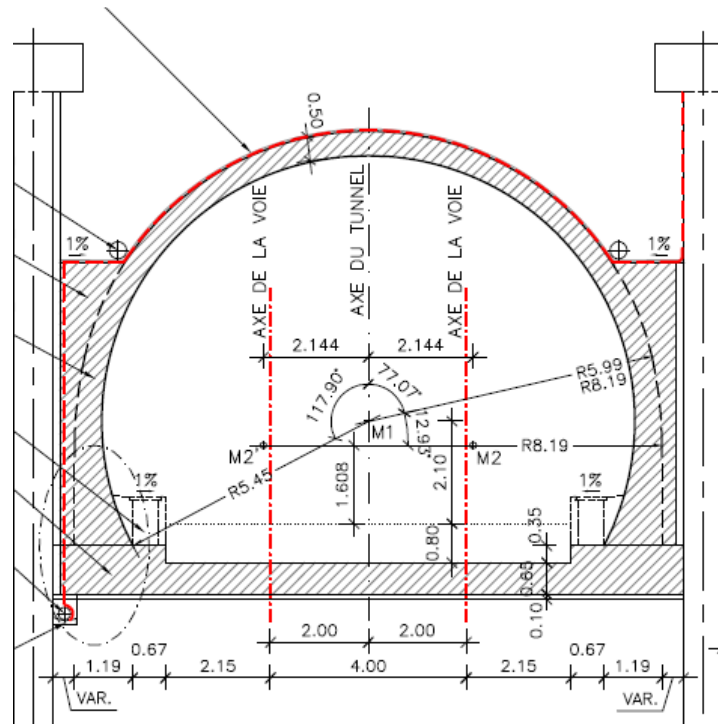


FIGURE.I.5. Section transversale du tunnel.

Les tubes sont exécutés en tranchée ouverte entre parois de pieux de diamètre 80cm :

- La paroi droite, du côté de la route, est réalisée en pieux séparés de 1.20m. Étant donné qu'elle limite le chantier avec la route, son couronnement est défini bien à la limite du niveau du terrain existante. En plus, cette paroi est renforcée avec un clouage pour garantir la stabilité aussi de la paroi que de la route à l'extrados.
- La paroi au milieu est réalisée en pieux séparés de 0.90m entre axes elle doit garantir la stabilité de la voûte existante à l'extrados. Elle ne peut pas compter sur la possibilité d'y ajouter des clous pour renforcer le sol à cause de la présence de cette voûte. Raison pour laquelle deux niveaux d'étalement provisoires pour la construction sont incluses.
- La paroi à gauche, du côté de la ville, est réalisée avec des pieux séparés de 1.20m avec un seul niveau supérieur d'étalement provisoire pour construction, puis qu'on ne peut pas y mettre le deuxième niveau à cause de la présence de la voûte existante. Aussi même, La paroi présente un clouage qui doit être exécuté avant de démolir la voûte existante et une excavation préalable à l'extrados est prévu afin de réduire la poussée sur la paroi.

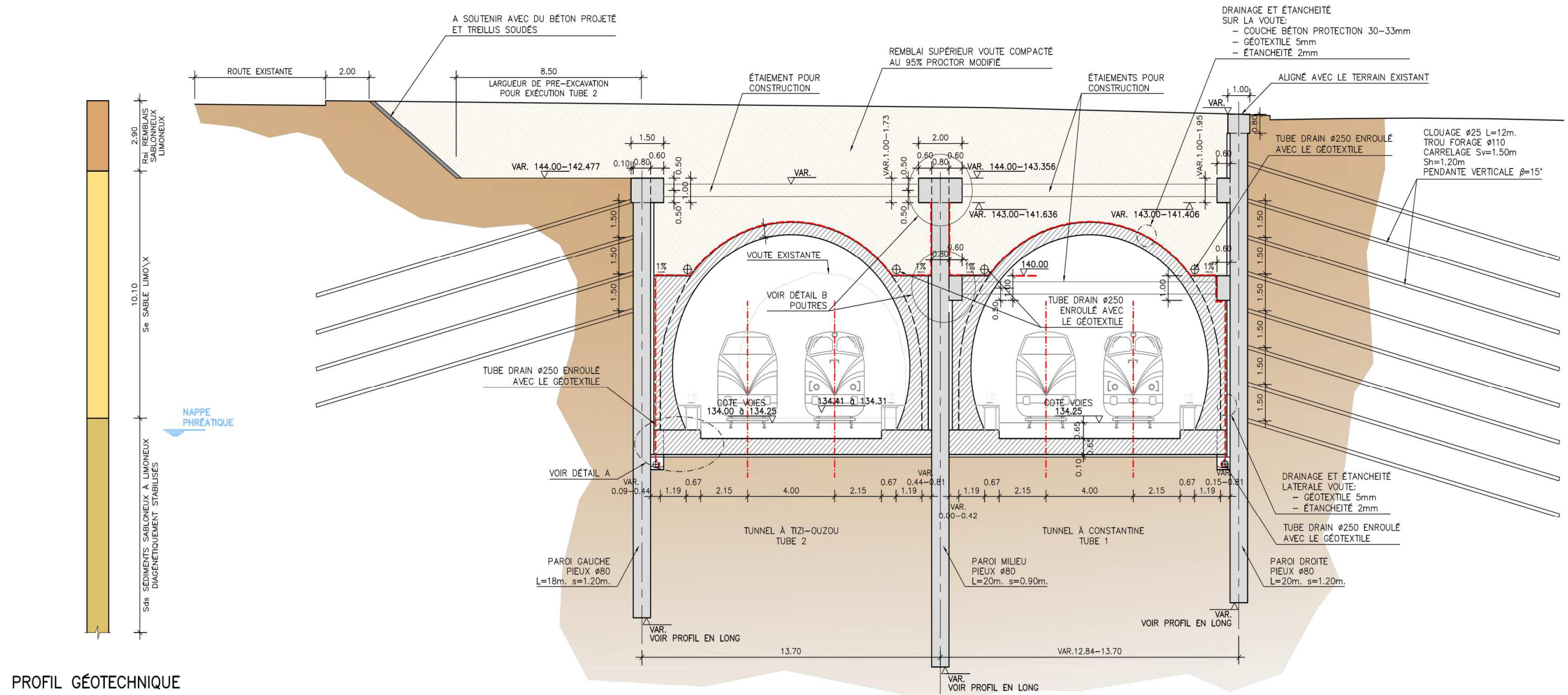


FIGURE.I.6. Géométrie du tunnel.

I.4.3.Mode de construction

Les phasage sont définies avec trois grandes phases, lesquelles ont des sous-phases :

PHASE 1. Exécution Des Pieux

-Excavation initiale pour l'établissement du niveau de forage. Exécution des pieux.

PHASE 2. Tube 1 (A Constantine)

-Excavation pour exécution étau supérieur. Exécution des clouages

- Excavation pour exécution deuxième niveaux d'étau. Exécution des clouages.

-Excavation maximale. Ancrage des rangées des clous restantes. Exécutions du radier du tunnel.

-Retiré l'étau du deuxième niveau. Exécution de la voûte et de la plateforme des voies. Remblaiement jusqu'au niveau de l'étalement supérieur.

PHASE 3. Tube 2 (A Tizi-Ouzou)

- transfert du trafic aux voies du tube 1 déjà en service. Excavation de l'extrados de la paroi gauche pour l'exécution de l'étalement supérieur.

-Excavation jusqu'au couronnement de la voûte existante d'en haut pour l'exécution des clouages.

-Excavation complète de la voûte existante et des terres jusqu'au niveau maximale d'excavation.

-Exécution du radier du tunnel. Exécution de la voûte et de la plateforme des voies. Remblaiement jusqu'au niveau supérieur d'étalement

PHASE 4. Restitutions et urbanisme

Remblai pour restitution.

I.4.4.Finition et détails de construction

- **Etanchéité**

Le système d'étanchéité de la dalle supérieure est composé de :

Étanchéité 2mm ;

Géotextile 5 mm ;

Couche de béton de protection 30-33mm.

- **Système drainant**

Dans les zones où se vérifient des conditions hydrologique adverses, particulièrement dans lesquelles ou en prévoit que puissent ce produire des infiltrations d'eau importantes sont installé à l'avance et à l'avant de l'excavation des systèmes de drainage d'une capacité a adéquate d'écoulement des débits affluant constitué de draine subhorizontaux profond d'une longueur de 12m réalisé au tour de la section avec une inclinaison de près de 15° vers l'extérieur.

L'installation de ce dispositif, constitué de tube de PVC cannelés et perforés, recouvert de géotextile, évitera la cumulation d'eau dans la fosse de scellement du soutènement, et de fait, la mobilisation conséquente de la pression hydrostatiques.

Un autre dispositif de drainage toujours en PVC de diamètre de 250 et installé sur l'axe du tunnel, et de station avec la réalisation des niches.

- **Mise à la terre**

Il est prévu la mise à la terre des armatures ainsi que tous les éléments métalliques, dans le but de protéger les personnes et les installations des effets dérivés de la différence de potentiel générée par le propre système de la traction électrique dans des conditions normales, et dans des conditions anormales (pannes, court-circuit, décharge atmosphérique, etc.).

Il s'agit de parvenir ainsi, à ce que toutes les parties métalliques et armatures en acier, soient unies de façon équipotentielle.

Les câbles pour les connexions à terre devront être, dans tous les cas, résistants aux intensités de court-circuit.

I.5. Conclusion

Lors de l'implantation d'un tunnel Plusieurs facteurs sont à considérer, en vue d'en réduire au minimum son coût, ceci étant en relation directe avec le tracé en plan, le profil en long, et le gabarit du tunnel. Ces choix doivent être faits de façon judicieuse, faisant appel à toute expérience et rationalité de l'ingénieur projeteur, car toute erreur peut engendrer un surcoût fatal à l'adoption du projet.

Les projets de tunnels comportent toujours les études suivantes plus ou moins poussées à chaque stade du projet selon les cas qui interfèrent largement entre elles :

- Trafic, type d'exploitation : afin de déterminer notamment les caractéristiques géométriques du profil en travers de l'ouvrage et les besoins en équipements d'exploitation et de sécurité. S'il y a lieu, il faut examiner le phasage éventuel de l'opération, qui peut être déterminant pour le choix des caractéristiques géométriques et des équipements.
- Géométrie (tracé en plan, profil en long, profil en travers) : pour tenir compte de la géologie des terrains traversés et des contraintes particulières imposées par le passage en tunnel.
- Environnement : aussi bien en ce qui concerne l'impact de la construction sur l'environnement que l'impact de l'exploitation.
- Géologie, hydrogéologie et géotechnique: pour la connaissance des terrains rencontrés, la localisation des nappes phréatiques et le comportement mécanique du terrain.
- Génie civil : portant sur les points suivants:
 - Conception et dimensionnement.
 - Procédés de creusement et de soutènement.
 - Etanchement et revêtement.
 - Génie civil lié aux équipements et à l'exploitation.
 - Assainissement, drainage et réseaux divers.

CHAPITRE II

METHODE DE CONSTRUCTION A CIEL OUVERT

CHAPITRE II : METHODE DE CONSTRUCTION A CIEL OUVERT.

II.1.Introduction

Les techniques de constructions des tunnels dépendent de la nature du terrain. Au cours des dernières années, leurs réalisations dans les sols meubles à faible profondeur, s'est beaucoup développée, notamment dans les zones urbaines.

La construction de métros, de voies rapides et des travaux d'assainissement ont conduit à la création d'un marché important. Ce dernier a permis aux techniciens de développer des méthodes et des technologies de construction moins coûteuses tout en assurant la sécurité du chantier durant les travaux même dans des terrains extrêmement difficiles.

Globalement il est possible de distinguer deux techniques En sous-sol qui est un tunnel enfouit dans le sous-sol, tous ses travaux s'effectuent dans le sous terrain. Son creusement est délicat et exige beaucoup d'attention et de respect aux différents modes d'excavation selon la nature du sol. A ciel ouvert creusé à faible profondeur, construit à ciel ouvert, entre deux parois de soutènement (palplanches métalliques, parois moulées, parois de pieux...etc.).

II.2.Méthode de construction a ciel ouvert

II.2.1.Généralités

Lorsque l'on construit à ciel ouvert, deux possibilités se présentent : on peut soit envisager de construire l'ouvrage à l'aide de la méthode des tranchées ouvertes (tout l'ouvrage est à l'air libre jusqu'à l'édification de la superstructure, la dalle de toiture est alors en un seul tenant), soit en utilisant celle en tranchée couverte (on réalise la dalle de toiture à l'air libre, souvent en plusieurs tenants). La tranchée couverte est souvent la seule possible, surtout dans les villes à forte densité d'immeubles ou à trafic important (souvent impossible à détourner). Surtout que la méthode à ciel ouvert durant toute la durée des travaux n'offre plus d'avantages depuis que l'on est capable de construire la dalle de toiture en plusieurs tenants.

II.2.2.Tranchée ouverte

Les tranchées sont réalisées soit avec talus (figure II.1) dont la pente dépend du terrain, soit avec soutènement par parois verticales (figure II.2).

Les mauvais terrains, schistes et argiles (en particulier argiles consistantes fissurées et argiles contenant des couches de sable aquifère), nécessitent de prendre des dispositions particulières adaptées à chaque site. Si les pentes de talus sont trop faibles, il faut s'accommoder de l'emprise disponible. Il est possible d'augmenter ces pentes par des techniques particulières : revêtement en plaques de béton supportées par une poutre en béton armé en partie inférieure, stabilisation par liants hydrauliques ... ou abandon de l'option des talus.



FIGURE II.1.Ouvrage construit dans une fouille talutée.

Il est alors possible de remplacer les talus par des parois verticales (figure II.2) en prévoyant un soutènement, ce qui autorise des surcharges. Les principaux types de mur de soutènement sont bien connus : murs poids pour les petites hauteurs (jusqu'à 3 m environ) et, surtout, murs profilés et murs à contreforts intérieurs, acceptant des retenues plus importantes.



FIGURE II.2. Ouvrage construit dans une fouille avec soutènement par parois verticales.

Lorsque l'on applique cette méthode, l'ouvrage est réalisée (en préfabriqué ou non) puis la tranchée est recouverte. Cette méthode présente donc deux inconvénients majeurs:

- pré-fabriquer l'ouvrage se révèle irréaliste étant donné les gabarits des tunnels à exécuter.
- appliquer cette méthode implique un encombrement très important en surface, ce qui n'a pas sa place dans une ville moderne.

Bien que tout à fait réalisable, elle soit la moins coûteuse et la plus simple à mettre en place, cette technique n'a tout simplement pas sa place dans une ville moderne. Mais elle reste cependant possible pour construire à moindre coût des tunnels souterrains. D'ailleurs il est courant de l'utiliser hors zone urbaine, là où la géologie le permet.

II.2.3. Tranchée couverte

Lorsque l'ouvrage est à construire dans une artère à grand trafic et qu'il importe donc de réduire significativement les entraves à la circulation, il est préférable d'utiliser la méthode d'exécution en tranchée couverte. Celle-ci est fortement inspirée de la méthode de construction en tranchée ouverte et elle vient pour compenser ces inconvénients.

Après avoir dévié les égouts, les câbles et les canalisations des services publics situés dans les limites de l'ouvrage, on construit successivement les piliers par l'un ou l'autre des procédés, comme on le ferait en tranchée ouverte.

La dalle de toiture est ensuite coffrée à même le sol et en plusieurs parties pour réserver, à tout moment, une ou plusieurs bandes de chaussée pour la circulation de surface. Une fois la dalle terminée, on rétablit définitivement la voirie et on effectue les terrassements à l'abri de la dalle, le radier étant bétonné en dernier.

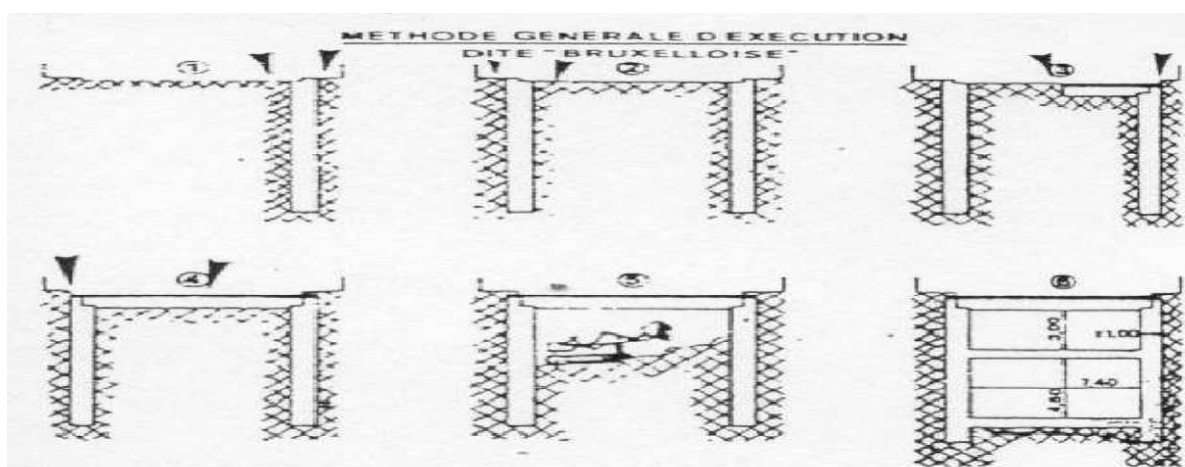


FIGURE.II.3. La méthode « BRUXELLOISE »

Cette méthode dispense d'employer des platelages provisoires coûteux pour écouler la circulation pendant les travaux.

Lorsque les souterrains occupent une grande superficie, notamment les stations de métro, les dalles aux divers niveaux doivent prendre appui sur un réseau de colonnes intérieures, et ce en plus des murs périphériques. Dans ce cas, il y a intérêt à mettre en place ces colonnes intérieures en même temps que les murs, c'est-à-dire préalablement au terrassement.

Ces colonnes peuvent être construites à l'abri d'une fouille blindée, constituées de pieux en béton moulés dans le sol, ou encore de pieux forés.

Cette manière de procéder a été couramment utilisée en Belgique (à Bruxelles surtout) et porte le nom de « **la méthode BRUXELLOISE** ».

II.3. Techniques d'exécution a ciel ouvert

Les procédés d'exécution varient suivant quatre critères :

- la place disponible en surface ;
- la nature du terrain ;
- le niveau de la nappe aquifère par rapport au chantier ;
- la proximité de construction à fondations précaires.

Avant l'exécution proprement dite, il faut dévier les canalisations de toute nature situées à l'emplacement de la future ligne.

II.3.1. Soutènement de fouilles

En ville, l'espace restreint pour le passage des souterrains ou tranchées à faible profondeur oblige à réaliser des talus verticaux en terrain souvent meuble.

Différents procédés de réalisation de ces murs de talus peuvent être utilisés ou combinés entre eux.

II.3.1.1. Parois moulées dans le sol

II.3.1.1.1. Description du procédé

La construction consiste à réaliser une fouille aux dimensions du mur au moyen d'une machine d'excavation spéciale. Pour empêcher la fermeture de cette tranchée sous l'effet du terrain contigu et ralentir la décompression du sol, on le remplit au fur et à mesure de son creusement par une boue dénommée bentonite.

Au niveau des parois, la bentonite se gélifie sous la forme d'un cake imperméable de quelques millimètres d'épaisseur, qui empêche l'eau de s'infiltrer dans le terrain et l'eau de la nappe phréatique de pénétrer dans la tranchée.

Les phases et réalisation du mur se schématisent comme suit:

- construction de la murette de guidage s'appuyant sur le bon sol et élimination des obstacles (massifs, câbles, canalisations...);
- creusement de la tranchée par panneau de 4 à 6 m de longueur.
- pose de la cage d'armature ;
- bétonnage à l'aide d'un tube plongeur descendu jusqu'au fond de la tranchée ;
- décapage du béton mélangé à de la bentonite à la partie supérieure du mur;
- bétonnage de poutres de liaisonnement ;
- construction de la dalle de toiture ;
- en utilisation pour tranchées couvertes, évacuation du stross et poursuite de l'exécution à l'abri de la dalle.

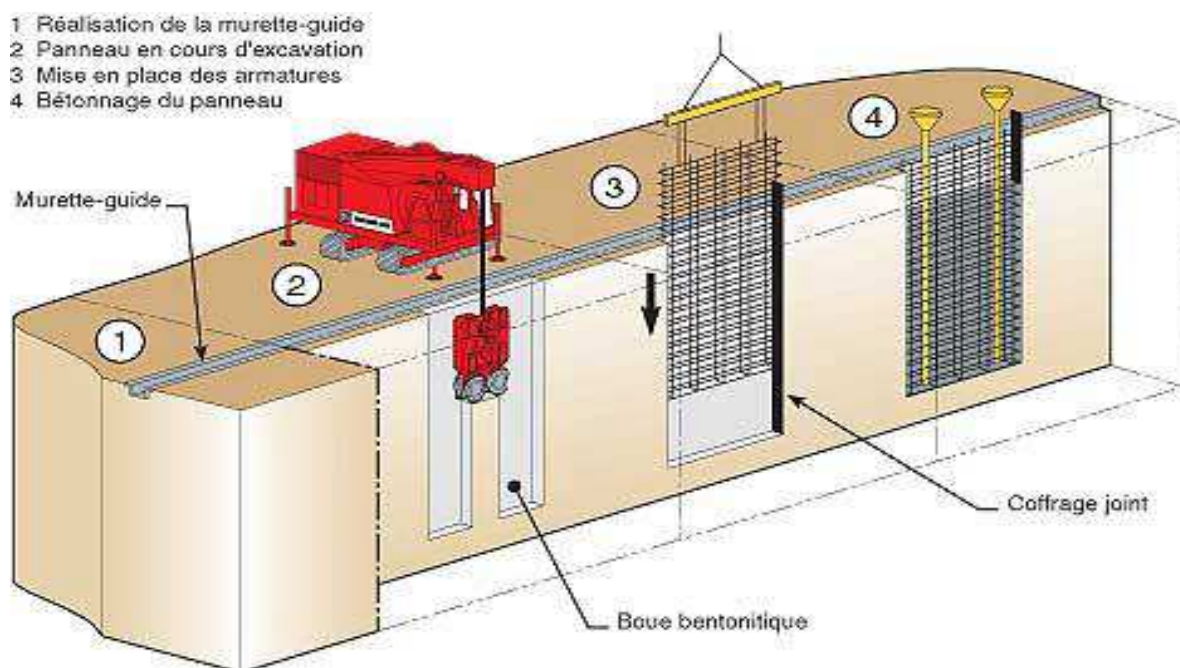


FIGURE.II.4.La méthode des parois moulées dans le sol.

La liaison entre panneaux successifs est obtenue par creusement de rainures dans l'élément fraîchement bétonné par joint tubé, grâce auxquels on donne au bord du panneau exécuté une empreinte semi-circulaire, au creux de laquelle viennent s'aligner les excavations du panneau suivant.

II.3.1.1.2. Avantages

- La méthode s'accommode de toutes les situations défavorables dues à l'hydrologie du sol et sa mauvaise qualité, notamment dans les vallées.
- Elle s'adapte particulièrement aux artères étroites et sinueuses du centre ville, où il est souvent inévitable de construire très près des façades d'immeubles anciens à fondations peu profondes.
- La méthode est particulièrement intéressante lorsqu'il s'agit d'obtenir une fouille générale sèche.

II.3.1.1.3. Inconvénients

- L'encombrement du chantier gêne fortement la circulation et l'accès aux propriétés riveraines.
- L'extraction des terres enrobées de liquide et leurs chargements sur camions provoquent des éclaboussures sur les passants, les voiries et les façades.

Il est possible d'y remédier partiellement par l'équipement du matériel fixe au moyen de panneaux de protection, l'utilisation de camions à benne étanche ou la désignation d'une équipe de nettoyage.

- Le système d'embrayage du treuil est la source de bruits stridents.
- Les groupes électrogènes de grande puissance, qu'il convient d'atténuer par des auvents phoniques et une assise anti-vibrations, sont aussi une source de bruits.
- L'élimination de la bentonite polluée pose problème. Le liquide ne peut être réutilisé indéfiniment car il perd progressivement ses qualités colloïdales (par modification de son pH et parce qu'il se charge en particules sableuses).
- Le risque d'effondrement en cas de perte de bentonite par les canalisations non repérées est très présent.

II.3.1.2. Palplanches métalliques

II.3.1.2.1. Description du procédé

La construction de l'ouvrage a lieu entre deux rideaux de palplanches battues au moyen d'un marteau pilon.

On creuse ensuite une tranchée longeant les palplanches du côté intérieur de manière à souder des consoles métalliques, sur lesquelles viendront prendre appui des poutres définitives de la dalle sous voirie.

S'il existe des voies de tramway, ces poutres peuvent servir d'appui à des longrines supportant les rails et traverses ; un platelage posé de la même façon permet de maintenir le trafic routier.

Les poutres définitives posées sur les consoles sont calées contre les palplanches et servent provisoirement, pendant l'exécution de la fouille, comme étaçons. Il est donc possible d'exécuter les terrassements entre palplanches et de descendre jusqu'au niveau du radier sous la protection d'une ou de plusieurs nappes d'étaçons intermédiaires suivant la profondeur à atteindre.

Le bétonnage se fait ensuite du bas vers le haut, les étaçons étant successivement remplacés par les hourdis des différents niveaux de l'ouvrage.



FIGURE.II.5. Palplanches métalliques.

II.3.1.2.2. Avantages

- Ce procédé permet une exécution précise des parois verticales délimitant l'ouvrage, d'où épaisseur moindre de ses parois ;
- Les murs finis sont d'un bel aspect ;
- Le rendement est assez bon, s'il n'y a pas trop d'obstacles dont le sol.

II.3.1.2.3. Inconvénients

- Les bruits et les trépidations au cours du battage ;
- Les difficultés de déplacer la sonnette en site dénivelé ;
- La nécessité d'enlever les obstacles aériens pour lever les palplanches ;
- Les problèmes des transports et d'approvisionnement de palplanches de grande longueur en pleine agglomération ;
- Le coût des palplanches qu'il est généralement impossible de récupérer et qu'on ne peut prendre en considération dans le calcul de la stabilité.

II.3.1.3. Pieux sécants

II.3.1.3.1. Description du procédé

Le procédé consiste à construire une série de pieux en béton moulés dans le sol. Les pieux se recourent de manière à présenter une épaisseur de 50 à 60 cm au droit de la séquence, pour former une paroi continue et étanche.

On procède d'abord au forage et au bétonnage des pieux de la série impaire ; ceux-ci sont constitués de béton à durcissement retardé et ne sont pas armés. Avant le durcissement complet, on fore les pieux de la série paire en découpant le béton en place ; ces pieux sont armés sur le pourtour et les armatures sont plus denses au droit de la séquence.

Le forage se fait par fonçage de colonnes métalliques provisoires du diamètre des pieux (de 80 à 150 cm) en utilisant le mouvement louvoyant angulaire.

Les terres sont enlevées au fur et à mesure de l'enfoncement au moyen d'un grappin spécial.

Lorsqu'on travaille sous la nappe phréatique, le tube est rempli d'eau ou de boue bentonitique pour équilibrer la sous-pression. Le bétonnage s'effectue par tubes plongeurs comme pour les parois moulées simultanément le tube provisoire de forage est remonté par un mouvement de va et vient qui a pour effet de compacter le béton et de le faire pénétrer dans les anfractuosités du sol environnant.

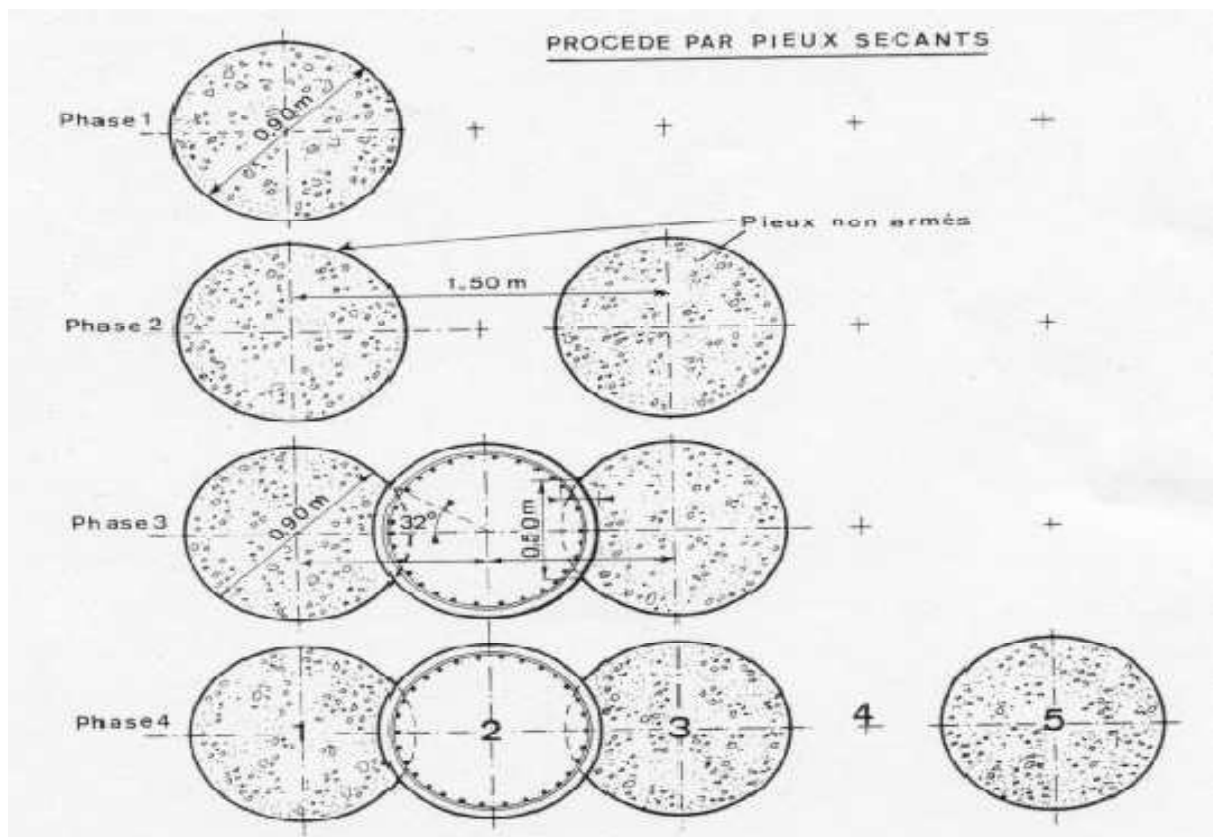


FIGURE.II.6. Pieux jointifs et pieux sécants.

II.3.1.3.2..Avantages

- Le procédé s'adapte aux conditions de sol les plus défavorables mais avec une sécurité accrue par rapport aux murs emboués. En cas de perte de bentonite par des canalisations non repérée, il n'y a aucun risque d'effondrement.
- La capacité portante des murs est améliorée grâce à une surface de contact au sol supérieure, à volume égal de béton.

II.3.1.3. Inconvénients

- La profondeur des pieux est limitée par la résistance à l'enfoncement et au retrait du tube de guidage.
- Dans les terrains très durs, le tube a tendance à gauchir ce qui provoque la rupture des raccords entre viroles.
- La reprise des travaux exige le remplissage de la fouille au sable stabilisé et l'arrachage du tube avarié.
- Difficultés d'assurer l'étanchéité en cas de non-séquence de deux pieux.

II.3.1.4. Pieux exécutés en place par excavation du sol ou pieux fores

II.3.1.4.1. Description du procédé

Ces pieux sont réalisés par extraction du sol à l'aide d'un procédé quelconque, puis par mise en place d'une cage d'armatures et bétonnage de l'excavation ainsi créée (voir **fig. II.3**).

Ils diffèrent donc des pieux exécutés en place par refoulement du sol essentiellement par le fait qu'à l'exécution le sol n'est pratiquement pas « refouler ».

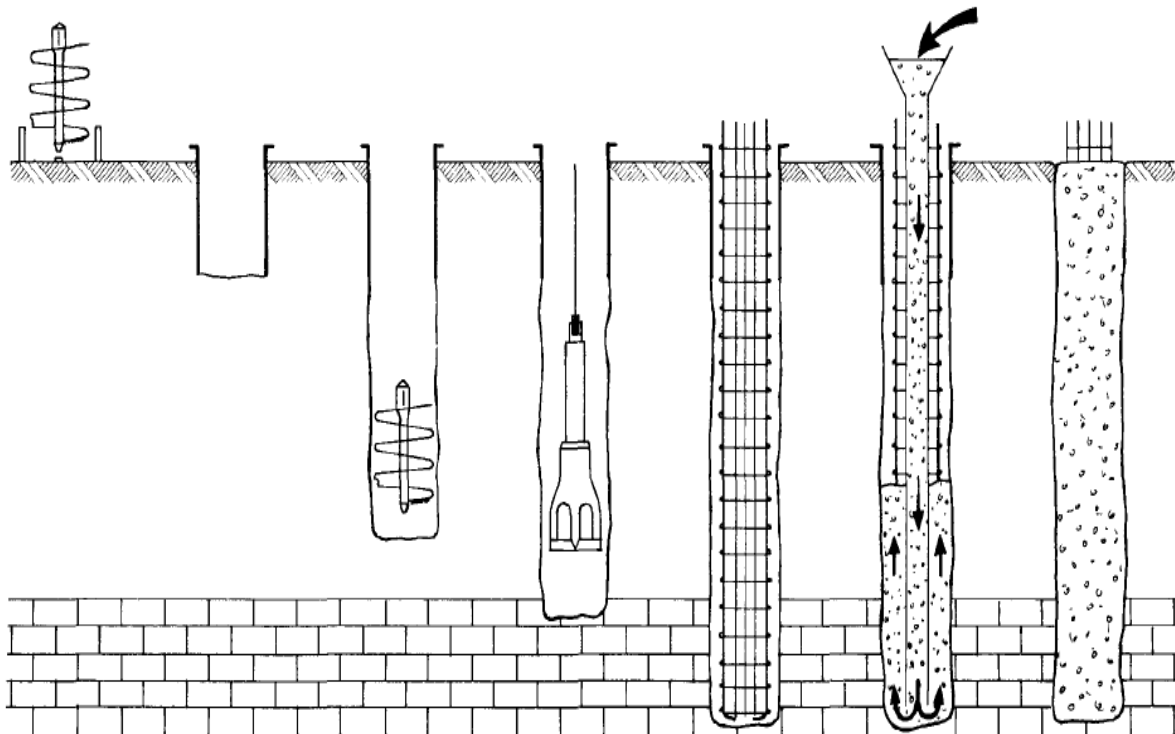


FIGURE. II.7. Les différentes phases d'exécution des pieux.



FIGURE II.8. Parois de soutènement en pieux forés.

II.3.1.4.2. Avantages

- Diamètre important (jusqu'à 2,50 m, voire plus) et possibilité d'exécuter des éléments de formes diverses résistant à la flexion.
- Possibilité de traverser des bancs durs.
- Contrôle qualitatif des terrains traversés.
- Adaptation facile de la longueur.

II.3.1.4.3. Inconvénients

- Réalisation demandant un personnel spécialisé et un matériel bien adapté aux opérations de forage et de bétonnage.
- Contrôle de la rectitude et du diamètre du forage difficile, sauf pour les pieux exécutés à sec.
- Risque de remaniement du sol autour du pieu.
- Risque de mauvais contact de la pointe imputable à un mauvais curage du fond de forage.
- Malpropreté fréquente du chantier

II.4. Conclusion

Les travaux à réaliser en agglomération posent aux ingénieurs et aux entrepreneurs des problèmes difficiles en raison des dimensions des ouvrages, de la limitation des emprises, des conditions de circulation pendant les travaux, de l'encombrement du sol, de la rigidité des tracés, de la qualité variable des terrains, souvent en présence de l'eau.

Les évolutions récentes de la technique, qu'il s'agisse de procédés d'exécution en tranchée, ou de la construction du tunnel à l'avancement, ont permis une rénovation des méthodes traditionnelles les plus anciennes et la mise au point de nouvelles méthodes dont certaines sont déjà devenues classiques. Les procédés de traitement des sols, les techniques spéciales utilisées en présence d'eau, le perfectionnement de dispositifs de soutènement des terrains, l'utilisation d'engins modernes d'extraction et de transport des déblais contribuent à une réduction des entraves à la circulation pendant les travaux, à un meilleur rendement et à une diminution de l'importance des tassements de terrain, ainsi que leurs répercussions en surface.

Ces résultats ne peuvent toutefois être acquis que si les procédés et les méthodes d'exécution sont adaptés aux données géologiques. Ceci implique une connaissance complète des terrains traversés et leurs comportements au cours des travaux (particulièrement pour des tunnels à exécuter en souterrain).

CHAPITRE III

LES CLOUS

CHAPITRE III : LES CLOUS.

III.1.Généralités

III.1.1.Introduction

Le renforcement des sols regroupe un ensemble de techniques d'amélioration des propriétés mécaniques de ces sols par la mise en place d'inclusions résistants travaillant à la traction, à la compression ou à la flexion. Parmi ces techniques, celle concernant le clouage des sols, qui peut être utilisée dans les domaines de stabilisation des pentes et du soutènement des excavations. Le clouage a débuté en France avec un premier mur en sol cloué construit à Versailles en 1972, la technique de clouage des sols s'apparente au procédé de la terre armée de point de vue théorique. Et de point de vue économique le clouage du sol peut être choisi comme une solution qui est en générale la moins coûteuse parmi les techniques de renforcement.

III.1.2. Définition de clouage du sol

Le clouage des sols est une technique de renforcement des sols in situ, en y installant dans le terrain à l'aide des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, des éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol, Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.) peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis.

Lorsque cette technique est utilisée pour des ouvrages de soutènement, les barres sont généralement horizontales ou inclinées de 10 à 20 degrés vers le bas, et l'effort principal est la traction. Au contraire, quand cette technique est utilisée pour la stabilisation des pentes, les barres sont généralement verticales et les efforts principaux sont la flexion et le cisaillement.

Dans un massif renforcé, on qualifie de zone active, la zone qui se déforme et de résistante, la partie rigide. Les mouvements du sol peuvent être très faibles ou plus étendus, la zone active peut rester stable ou, au contraire, s'effondrer suivant la nature et la qualité du renforcement.

Les clous augmentent la cohésion du sol, ainsi que sa résistance à la traction et au cisaillement, et mis en place (par frottement) dans la zone résistante.

La surface qui sépare les deux parties est la surface de rupture potentielle. Le lieu géométrique des points de traction maximale T_{\max} permet de séparer le massif soutenu en deux zones (**Fig.III.1**) :

- une zone active située derrière le parement où les contraintes de frottement latéral exercées par le sol sur les clous sont dirigées vers l'extérieur.
- une zone résistante où les contraintes de frottement latéral sont dirigées vers l'intérieur et s'opposent ainsi au déplacement latéral de la zone active.

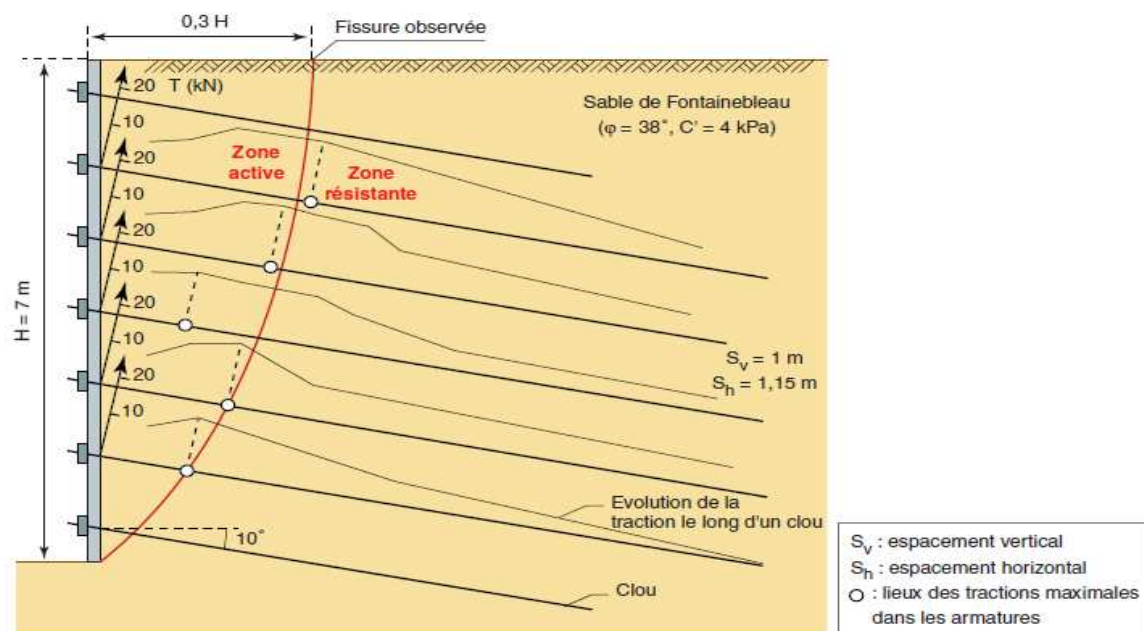


FIGURE III.1. Schématisation de la zone active et de la zone résistante

(D'après les recommandations Clouterre 91).

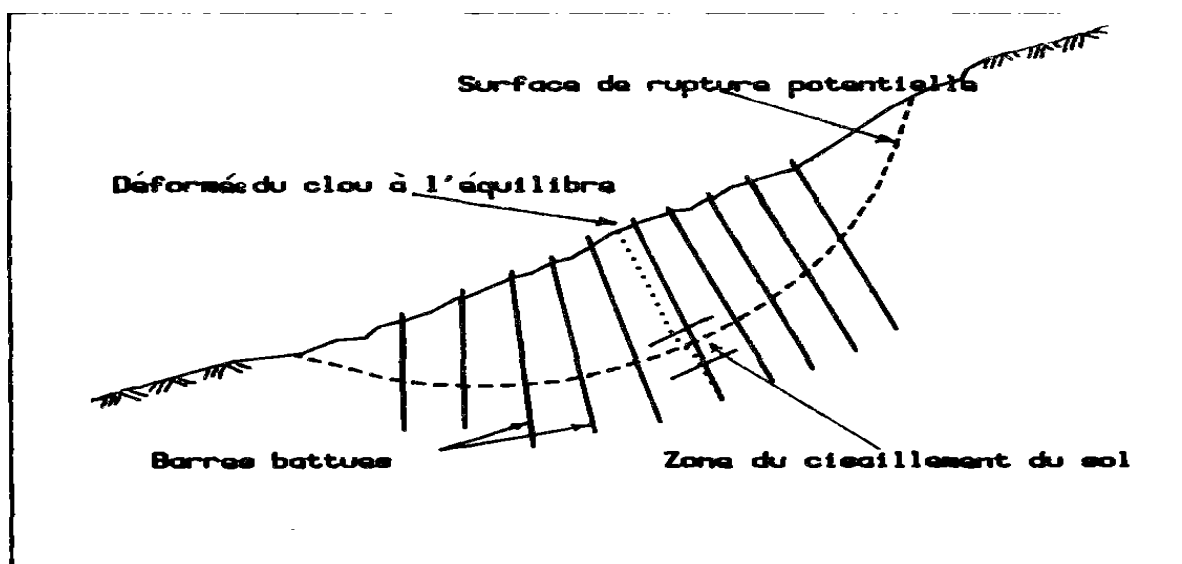
III.1.3. Différents types d'utilisations

La technique de clouage s'emploie dans deux domaines :

III.1.3.1. La stabilisation des pentes(Naturelles).

Le clouage des pentes consiste à solidariser et à améliorer la stabilité des pentes par l'intermédiaire des clous, Les inclusions sont souvent simplement battues et placées le plus perpendiculairement possible par rapport à la surface de glissement potentielle. Elles travaillent essentiellement par "cisaillement généralisé".

La **figure III.2** montre une stabilisation de pente par clouage.



III.2. Stabilisation d'une pente par clouage.

III.1.3.2. Le soutènement des excavations (pentes artificielles)

La technique de clouage peut également être utilisée pour soutenir les parois d'une fouille, les éléments linéaires (barres, cornières, tubes..) sont mis en place horizontalement au fur et à mesure que l'on terrasse l'excavation et sont sollicités par la déformation progressive du massif. Ils travaillent essentiellement en traction ainsi qu'au cisaillement. La **figure III.3** montre Le schéma d'un mur de soutènement réalisé par clouage.

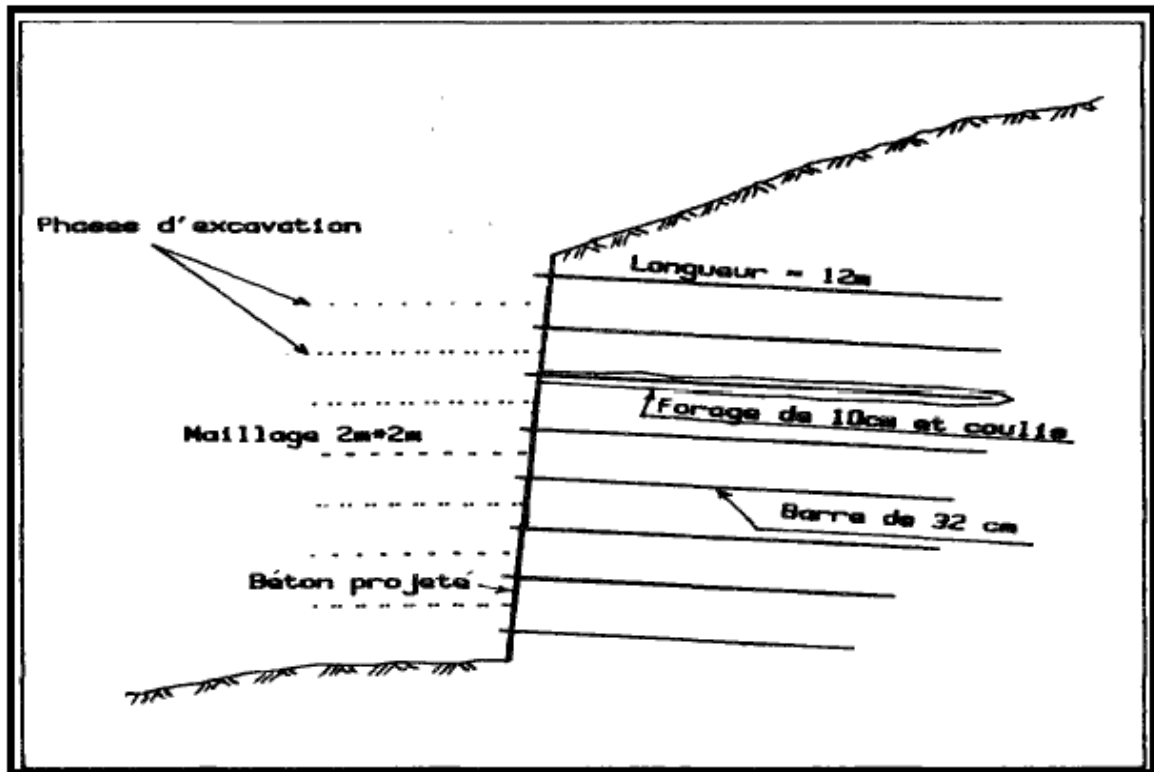


FIGURE III.3. Mur de soutènement réalisé par clouage (méthode par scellement des barres).

III.1.4. Soutènement par clouage

III.1.4.1. Techniques de mis en place

Les techniques de réalisation des clous peuvent être rangées dans deux familles principales :

- Clous dis « **Battus** » et réalisés par battage, fonçage, vibrofonçage, lançage à l'aire ou à l'eau ou par air comprimé, etc. Ces procédés peuvent être utilisés seuls ou de façon combinée ;
- Clous scellés par un coulis de ciment (clous scellés dans des forages préalables, clous auto foreurs « **Au coulis** », clous battus scellés).

III.1.4.2. Catégories de soutènement

Il en ressort que les ouvrages cloués se répartissent en deux grandes catégories :

III.1.4.2.1. Soutènement par barres courtes « Hurpinoise » : ($L = 0,5$ à $0,6 H$. L = longueur des armatures, H = hauteur du soutènement) mais relativement serrées: une à deux armatures par mètre carré de parement.

Dans cette catégorie se situent principalement les murs de type « Hurpinoise », où les armatures sont mises en œuvre par battage ou vibrofonçage. Cette technique est utilisée préférentiellement dans les sols pulvérulents.

Un ouvrage de type Hurpinoise est présenté sur la **figure III.3**

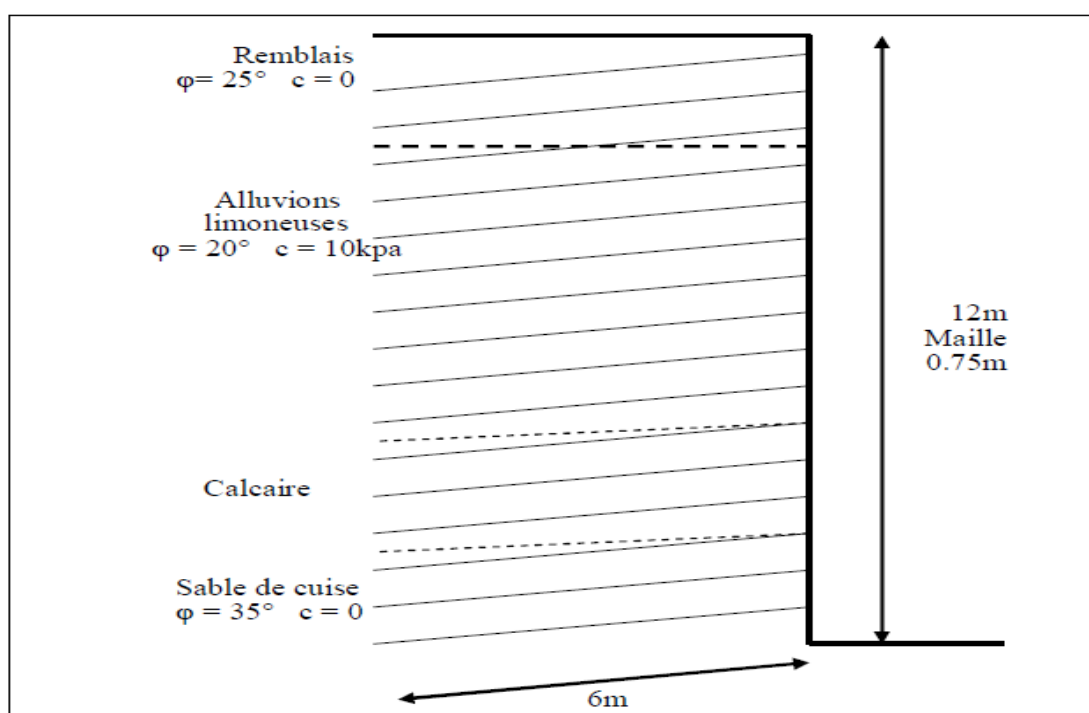


FIGURE III.4. Schéma d'implantation d'hurpinoise du chantier des Invalides (Paris) 1974.

III.1.4.2.2. Soutènement par barres longues : (par barres scellées) ($L = 0,8$ à $1 H$) pour un terre-plein horizontal, $L = 1$ à $1,4 H$ pour les ouvrages surmontés d'un talus) mais plus espacées : une armature pour 3 à 6 m² de parement.

D'une manière générale on trouve dans cette catégorie les ouvrages à barres scellées dans des forages.

Les terrains concernés sont très divers (schistes, marnes, marno-calcaires) et souvent compacts ou cohérents.

Le choix entre ces deux variantes s'effectue d'après les possibilités de l'entreprise, la nature du sol, et bien sûr en fonction du coût de réalisation.

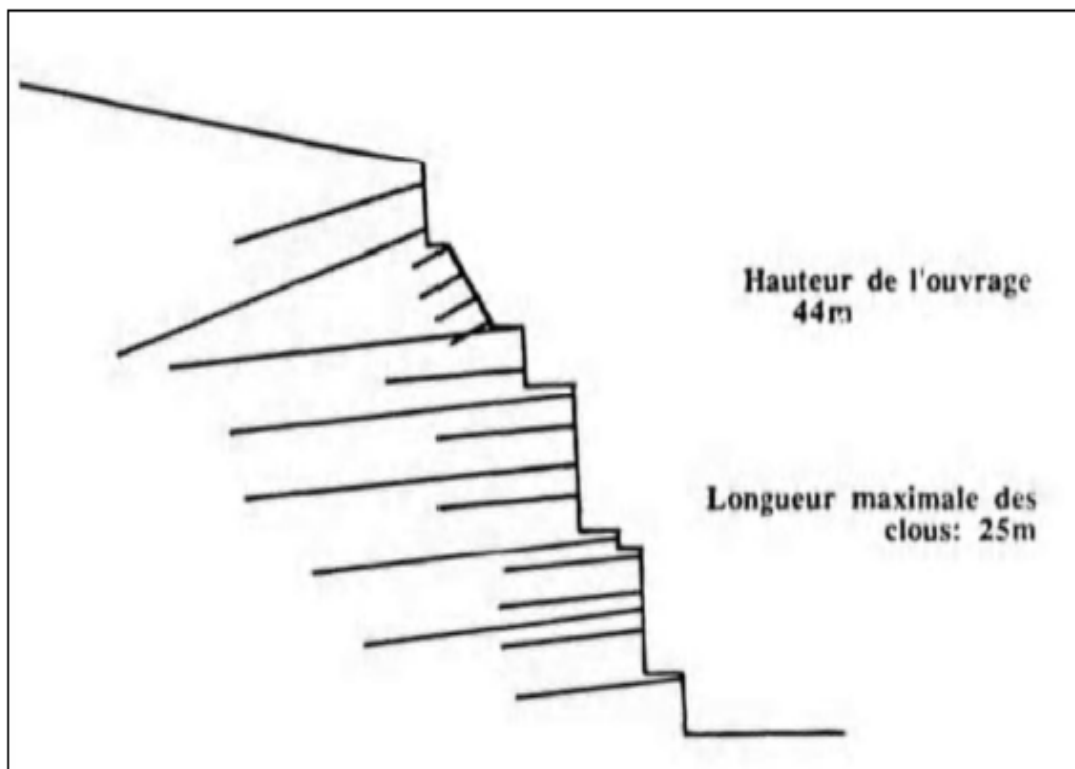


FIGURE III.5. Clouage classique. Coupe du mur d'herbouville (Lyon)
Entreprise : Campenon Bernard (1977).

III.1.4.3. Limites d'application

- Cette méthode plus qu'une autre nécessite un cadre de mise en œuvre spécial.
- C'est tout d'abord l'excavation sur un mètre ou deux de haut, qui ne peut se faire que si le sol a une cohésion suffisante (environ 10 KPa).
- En ce qui concerne la peau de confinement, le béton projeté ne peut adhérer à la paroi de la fouille que si chaque grain du sol tient suffisamment au massif. Il est par exemple très difficile, voire impossible, de projeter du béton sur du sable humide taillé verticalement si celui-ci n'est pas soit très fin soit très compacté.

- Lors de la mise en place des clous par forage et scellement, il peut y avoir des problèmes de tenue de cavité si la cohésion du sol n'est pas suffisante.
- pas de travail sous la nappe (nécessité d'un rabattement).
- déplacement latéral et vertical important.
- Une utilisation difficile ou délicate dans certains sols : sable pulvérulent sans cohésion, sables bouillant et sols comprenant des poches d'eau, sols très argileux où la teneur en eau peut augmenter après la construction.

III.1.4.4. Les principaux avantages du clouage pour les soutènements sont

- Un matériel réduit pour la construction ; la construction ne nécessite qu'un matériel limité et léger : un engin de terrassement pour l'excavation, un engin de forage et une centrale d'injection ou un engin de battage pour la mise en place des barres, une machine à projeter le béton.
- Une rapidité d'exécution puisque la construction se fait en même temps que les terrassements.
- Le clouage est bien adapté aux sites délicats, il permet de réaliser des ouvrages dans des pentes difficiles. Il peut être réalisé par plots, en courbe ou avec un parement incliné ;
- Une bonne adaptation aux sols hétérogènes ; dans la mesure où la densité des clous peut être adaptée à la nature et à la résistance des sols rencontrés.
- Un coût très compétitif dans la mesure où elle conjugue rapidité et simplicité d'exécution avec l'utilisation de matériels légers.

III.1.5. Parois clouées

III.1.5.1. Définition

Des barres d'acier (clous) sont scellées dans des forages quasi horizontaux, préalablement creusés dans le terrain au moyen d'un coulis ou d'un mortier de ciment.

Des treillis soudés sont fixés au parement de la fouille et renforcés au droit des clous.

Un voile de béton, d'une épaisseur courante de 15 à 20 cm, est ensuite réalisé en béton projeté, ce parement peut être vertical, incliné à des angles très variables ou constitué de redans.

Le béton n'a ici aucun rôle de soutien de la structure. Il permet de protéger la terre de l'érosion et empêche des morceaux de terres de tomber.

L'excavation de la fouille se fait de haut en bas, par phases successives correspondant à quelques mètres de hauteur.

Cette technique, souple d'emploi et économique, permet d'assurer un soutènement provisoire des fouilles dans tous les types de terrains en l'absence d'eau.

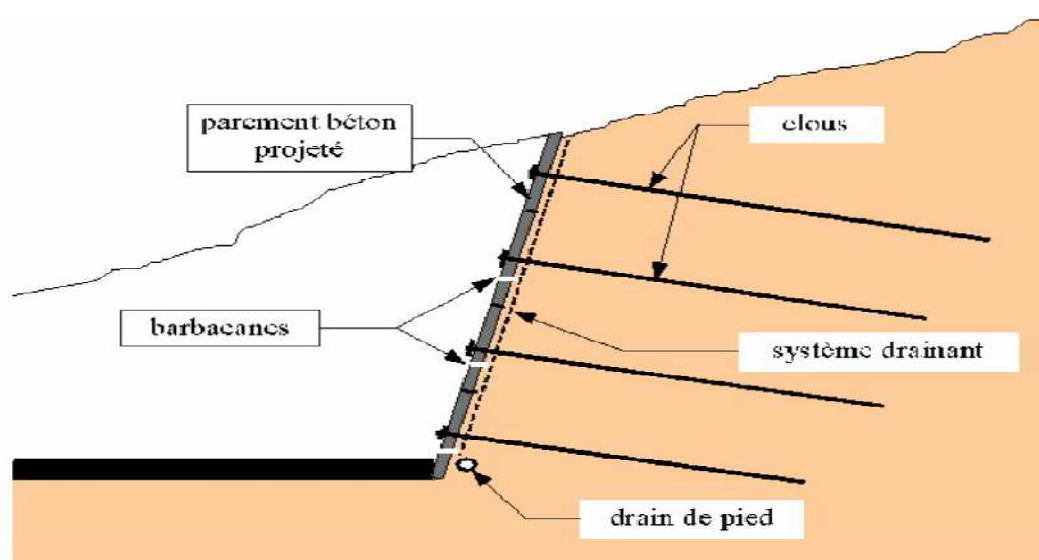


FIGURE.III.6. Schéma d'une paroi clouée.

III.1.5.2. Domaine d'application

- Stabilisation de déblais meubles ou rocheux.
- Création d'un monolithisme dans des terrains faillés ou fracturés.
- Associés à du Béton Projeté, ils permettent la réalisation de paroi de soutènement (parois clouées).
- Ouvrages de déblai.
- Hors nappe.
- Sols avec légère cohésion.
- Sites d'accès difficile (matériel d'exécution léger).

III.1.5.3. Les phases de réalisation d'une paroi clouée

Le principe de construction d'une paroi clouée est décrit ci-dessous et représenté schématiquement à la **figure III.7**.

ÉTAPE 1. Excavation

L'excavation initiale est effectuée à une profondeur pour laquelle la face de l'excavation est en mesure de rester non prise en charge pendant une courte période de temps, généralement de l'ordre de 24 à 48 heures. La profondeur est généralement comprise entre 1 et 2m.

ÉTAPE 2. Forage des trous

Les trous sont forés à une longueur bien définie, de diamètre spécifiée, il ya deux types de processus qui peuvent être effectués après terrassement, Le clou peut être directement poussé dans le sol au moyen d'équipements appropriés dans lequel le clou lui-même fait son chemin vers l'avant. Alternativement, un trou peut être foré avant de mettre le clou à l'aide de l'équipement de forage. Ce dernier processus est couramment utilisé.

ÉTAPE 3. Installation des clous et le jointoiment

Les clous sont placés dans le trou pré-percé, équipés de centreurs afin de maintenir l'alignement dans le trou et permettre une couverture suffisante du coulis protecteur sur la barre de clou.

Le trou de forage est alors rempli avec un coulis de ciment qui est injecté au niveau du point de trous de forage grâce à un tube plongeur. Les trous de forage sont remplis progressivement du bas vers le haut et le tube plongeur est retiré à une vitesse lente pour éviter les vides dans le coulis.

ÉTAPE 4. Construction de béton projeté provisoire

Un système de parement provisoire est ensuite construit pour supporter la section de sol avant que la prochaine levée de sol est excavée.

Le parement provisoire le plus typique est constitué d'une couche de béton projeté renforcé avec un treillis soudé en simple ou double nappe.

ÉTAPE 5.Répétez le processus pour la note finale

Les étapes 1 à 4 sont répétées pour les remontées d'excavation restante.

ÉTAPE 6.Orientation place finale(sur les murs parmanant)

Une le fond d'excavation est atteint et les clous sont installés et testé en charge, un parement définitif peut être construit. La face finale peut être constituée de béton coulé sur place en béton armé, béton projeté armé ou panneaux préfabriqués.

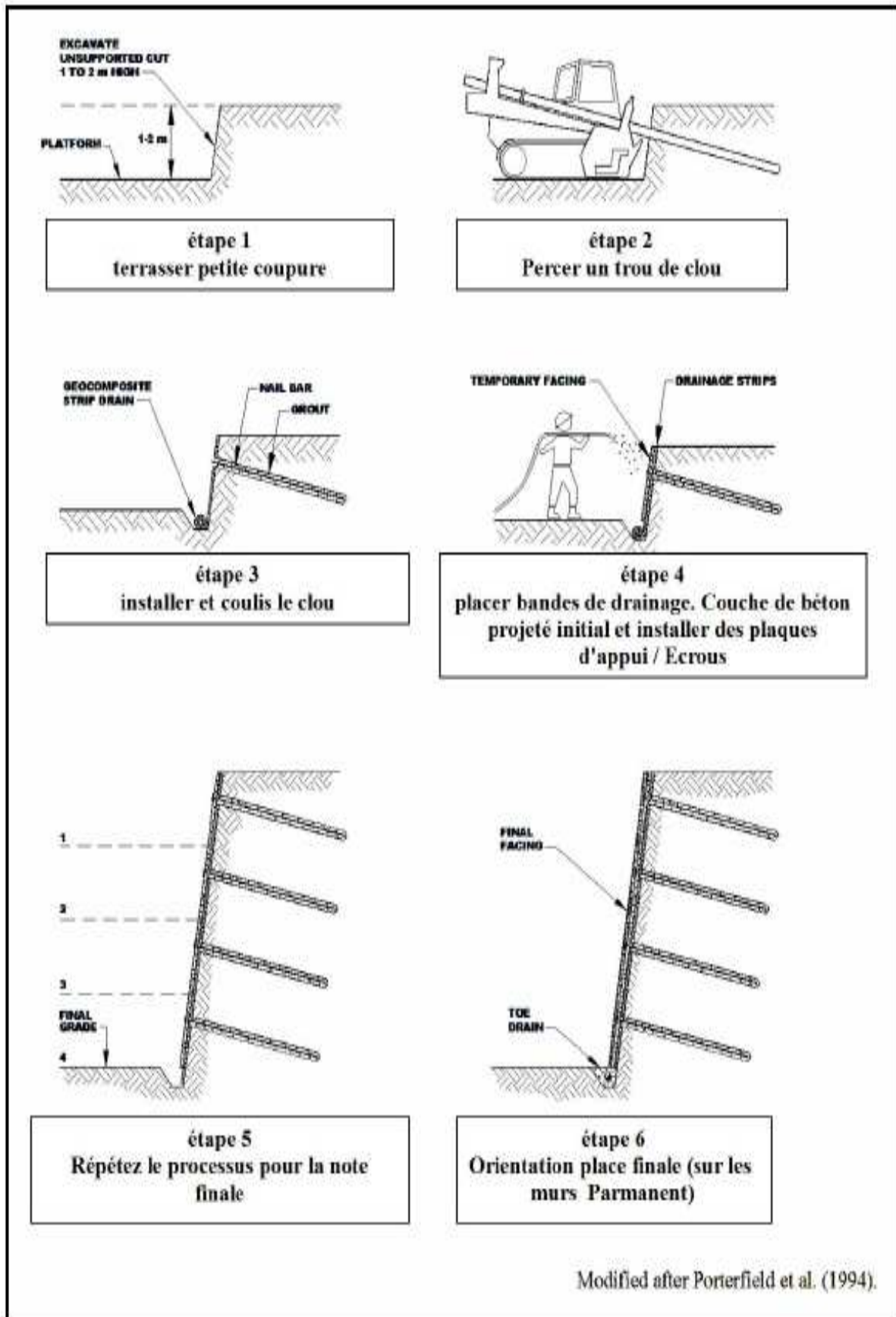


FIGURE.III.7. Phases de construction d'une paroi clouée.

III.1.5.4. Les composants d'une paroi clouée

Les différents composants d'une paroi clouée sont illustrés dans la figure suivante :

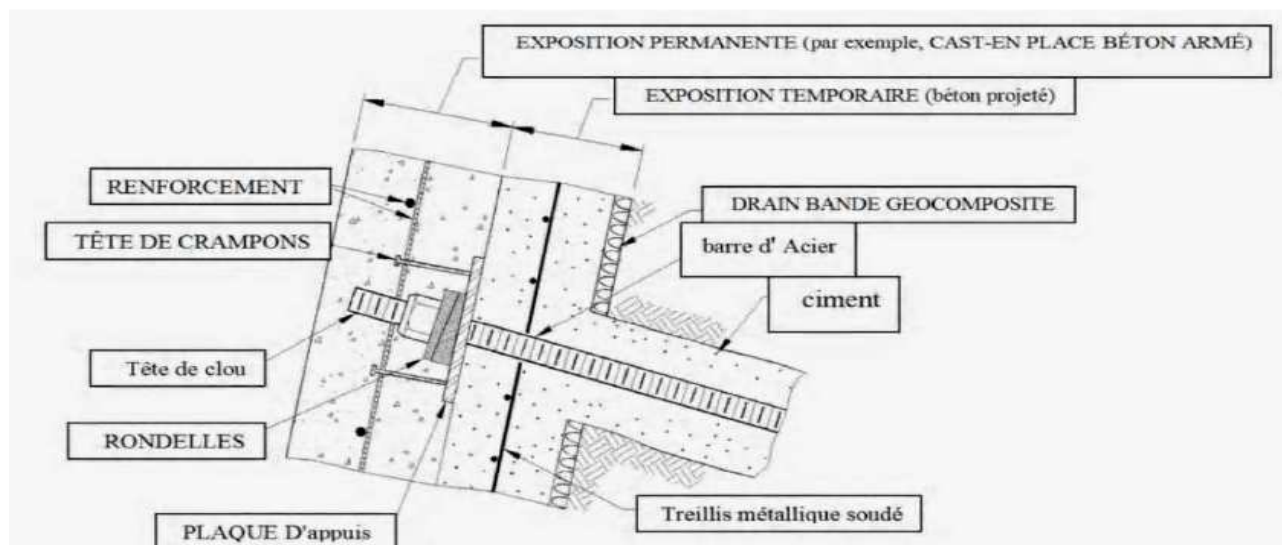


FIGURE.III.8. Composants d'une paroi clouée.

III.1.5.5. Drainage

Le drainage doit éviter toute mise en charge accidentelle du parement, les parois clouées n'étant généralement pas étudiées pour supporter une pression hydraulique.

Les dispositifs de drainage doivent faire face :

- Aux nappes saisonnières ou suspendues éventuelles et aux écoulements souterrains aléatoires.
- Aux infiltrations des eaux météoriques ou aux fuites accidentelles de réseaux.

Les dispositions adoptées pour le drainage des massifs cloués dépendent de la nature des terrains et de l'exposition de l'ouvrage aux circulations aquifères. Les moyens usuels sont les suivants :

- Barbacanes en pied d'ouvrage ou placées à plusieurs niveaux (mais qui peuvent être à l'origine de « coulures » peu esthétiques) ;
- Géo-synthétiques drainants disposés en bandes verticales (**Fig. III.9**) ou parfois inclinées sur le terrain à l'arrière du parement. Ces géo-synthétiques sont raccordés à un exutoire en pied du parement. Ils ne doivent pas remonter jusqu'en tête du parement pour éviter de collecter les eaux de surface ;

- Drains subhorizontaux, équipés le plus souvent de tubes crépinés et éventuellement de « chaussettes » dans le cas de matériaux érodables. Ces drains sont conseillés dans les terrains de faible perméabilité ou hétérogènes. Ils sont inclinés vers le haut (le plus courant) ou vers le bas, et nécessitent un entretien.

Ils peuvent déboucher en parement ou dans un fossé, mais aussi dans certains cas être reliés à un collecteur enterré, sans être visibles de l'extérieur, comme schématisé sur la **figure III.9.**

- Des cunettes mises en œuvre en tête d'ouvrage pour collecter les eaux de surface.



FIGURE III.9 Géo-synthétiques drainants disposés en bandes verticales entre le terrain et le parement.

La densité des géo synthétiques est ici particulièrement faible. Elle peut être beaucoup plus forte si les conditions hydrauliques l'imposent.

On remarquera également sur cette photo la liaison en forme de baïonnette entre les deux passes de bétonnage.

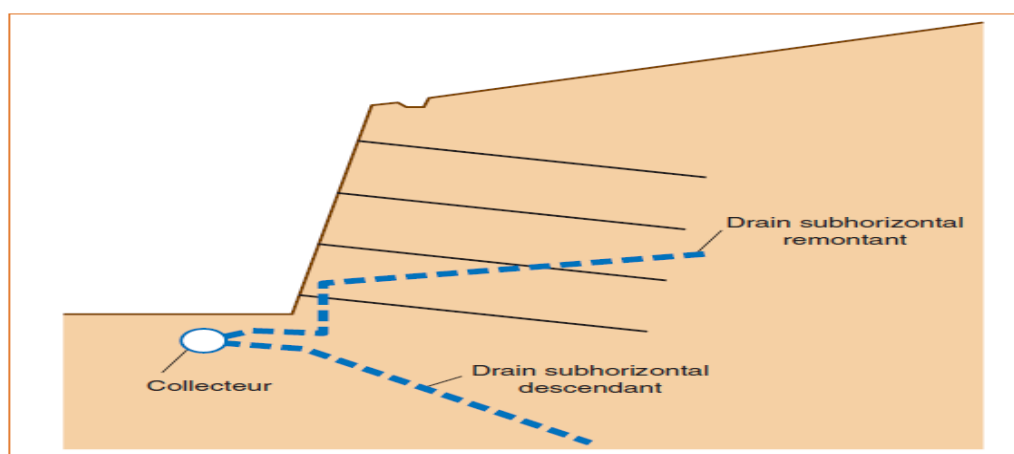


FIGURE III.10. Drains non visibles de l'extérieur, reliés à un collecteur enterré.

III.2. Conception et calcul

Le pré-dimensionnement s'impose pour un mur en sol clouée de la même manière qu'il s'impose pour tout ouvrage de génie civil ou toute partie d'ouvrage comme par exemple les fondations.

Il permet dans le cas d'un avant projet ou d'une variante de déterminer la faisabilité d'un mur en sol clouée et de le calculer de façon suffisamment précise pour en apprécier le cout.

La plupart des soutènements cloués relèvent de deux procédés distincts :

- Procédé du type de la Hurpinoise à maillage serré de clous (S_v et $S_h \leq 1\text{m}$).
- Procédé à maillage large de clous ($1\text{ m}^2 < S_v \cdot S_h \leq 6\text{m}^2$).

Dans le premier cas, les clous sont relativement courts (longueur de l'ordre de 0,5 à 0,7 fois la hauteur du soutènement), à maillage serré, et généralement constituées d'armatures battues ou vibrofoncées.

Dans le cas du procédé à maillage large, les clous sont généralement plus longs ($L=0,8$ à $1,2 H$ pour un terre-plein horizontal, jusqu'à $L= 1,6 H$ pour certains ouvrages avec talus en tête) et constituées de barres scellées dans le terrain.

Le choix du procédé de clouage est donc un facteur important dans la conception des ouvrages puisqu'il conditionne en grande partie leur géométrie.

Si, comme on peut le voir sur le **tableau III-1**, le procédé à maillage serré conduit à des linéaires de clous élevés, il autorise des parements minces et peu ferrailés.

Tableau III-1 : Ordre de grandeur de principales caractéristiques dimensionnelles des murs en sol cloué.

	Ouvrages à maillage serré	Ouvrages à maillage large
Longueur des clous.	0,5 à 0,7 H	0,8 à 1,2 H
Nombre de clous par mètre carré de parement.	1 à 2	0,15 à 0,4
Périmètre des clous (mm).	150 à 200	200 à 600
Résistance en traction de l'armature KN.	120 à 200	100 à 600
Densité de clouage.	0,4 à 1,5	0,13 à 0,60

III.2.1.Considérations initiales de la conception du mur clouée

III.2.1.1.Espacement des clous verticaux et horizontaux

L'espacement des clous horizontale, S_H , est généralement le même que l'espacement des clous verticale S_V (**Figure III.10**).

L'espacement des clous du sol dans le sens horizontal et vertical doit être telle que chaque clou a une influence secteur $S_H \times S_V \leq 4 \text{ m}^2$.

III.2.1.2.Modèle du mur cloué sur le visage

Le motif clou de sol est souvent l'un des éléments suivants (voir **Figure III.10**):

- (1) carré (rectangulaire),
- (2) décalées dans une configuration triangulaire,
- (3) irrégulière (en des emplacements limités).

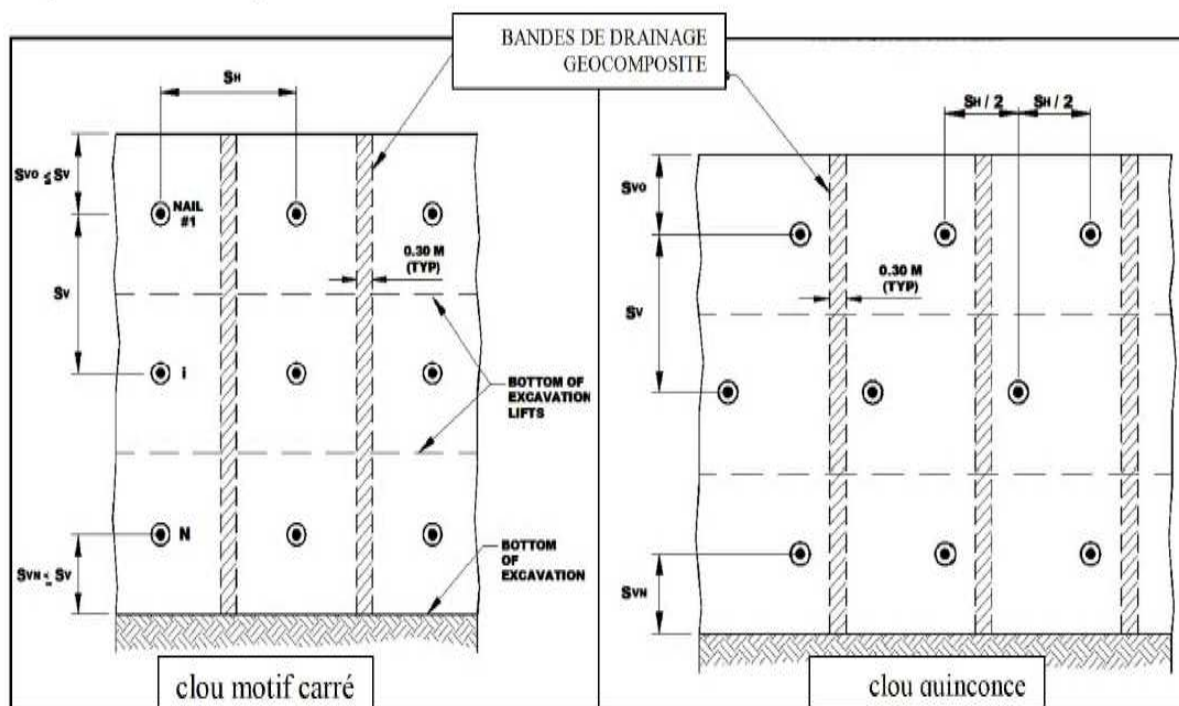


FIGURE III.11. Modèles des sols cloués sur la surface de mur.

III.2.1.3. Inclinaison des clous

Les clous de sol sont généralement installés avec une inclinaison allant de 10 à 20 degrés par rapport à l'horizontale, avec une inclinaison typique de **15 degrés**. Cette inclinaison est recommandée et assure que le coulis s'écoule facilement.

III.2.1.4. Distribution des longueurs de clou

La distribution des longueurs de clou de sol dans une paroi clouée peut être choisie comme étant uniforme (par exemple, une seule longueur de clou est utilisée pour toute la paroi), ou variable, où des longueurs de scellement différentes peuvent être utilisées pour différents niveaux de clous dans une section du mur.

III.2.1.5. Autres considérations initiales

- Évaluer le potentiel de corrosion.
- Évaluer les méthodes de forage susceptibles d'être utilisés par des entrepreneurs potentiels pour le projet.
- Diamètre de perçage, estimation basée sur l'expérience acquise dans un domaine similaire.
- Définir les charges.

III.2.2. Dimensionnement d'un clou

Les calculs aux états limites ultimes sont réalisés en appliquant des **coefficients de sécurité partiels**.

La valeur **T (effort de traction)** est donnée par la formule III.1 ou γ_{mqs} et γ_{m6e} sont les coefficients de sécurités partiels sur le **frottement latéral** et la **résistance à la traction** du clou.

$$\mathbf{T} \leq \mathbf{min (Ra, Rn)} \quad \mathbf{III.1}$$

Ra, donné par la formule III.2, est la **résistance à l'arrachement** du clou par mobilisation du frottement latéral dans la zone passive (critère d'interaction de frottement latéral).

$$\mathbf{Ra} = \frac{\mathbf{P.Ln.qs}}{\mathbf{\gamma_{mqs}}} \quad \mathbf{III.2}$$

Avec

P : périmètre du clou

Ln : longueur d'ancrage des clous au-delà de la surface de rupture

qs : frottement latéral unitaire limite pour le clou considéré, qui peut être déduit de la pression limite du sol à l'aide d'abaques donnant qs en fonction de la pression limite nette p_l^* .

Rn, est donné par la formule III.3, est la **résistance en traction simple de la barre** (critère de rupture en traction simple)

$$\mathbf{Rn} = \frac{\mathbf{A.6e}}{\mathbf{\gamma_{m6e}}} \quad \mathbf{III.3}$$

Avec

A : aire de la section transversale de l'armature du clou.

6e : limite d'élasticité de l'acier.

Toutes ces formules sont utilisées lors du dimensionnement. Voyons maintenant les zones d'influence de stabilité.

- **Zone d'influence de stabilité**

Le terrain environnant la paroi clouée fait parti intégrante de l'ouvrage. On distingue trois parties (figure III-9):

Zone 1 : zone de forte sollicitation des armatures au sein de laquelle peuvent se manifester des problèmes de stabilité interne du massif cloué. Cette zone de terrain s'étend jusqu'à $0,3 - 0,5H$ à l'arrière du parement

(H étant la hauteur de la paroi).

Zone 2 : zone où l'on peut observer un déplacement d'ensemble du massif cloué. Elle est située à l'arrière de l'ouvrage. Elle s'étend dans un secteur situé entre L_{clou} (longueur des clous les plus longs) et $1,5 H$, compté depuis le parement.

Zone 3 : zone dans laquelle peut se manifester un phénomène de stabilité générale de grand glissement. Elle s'étend jusqu'à $3 H$ à l'amont ainsi qu'à l'aval du parement.

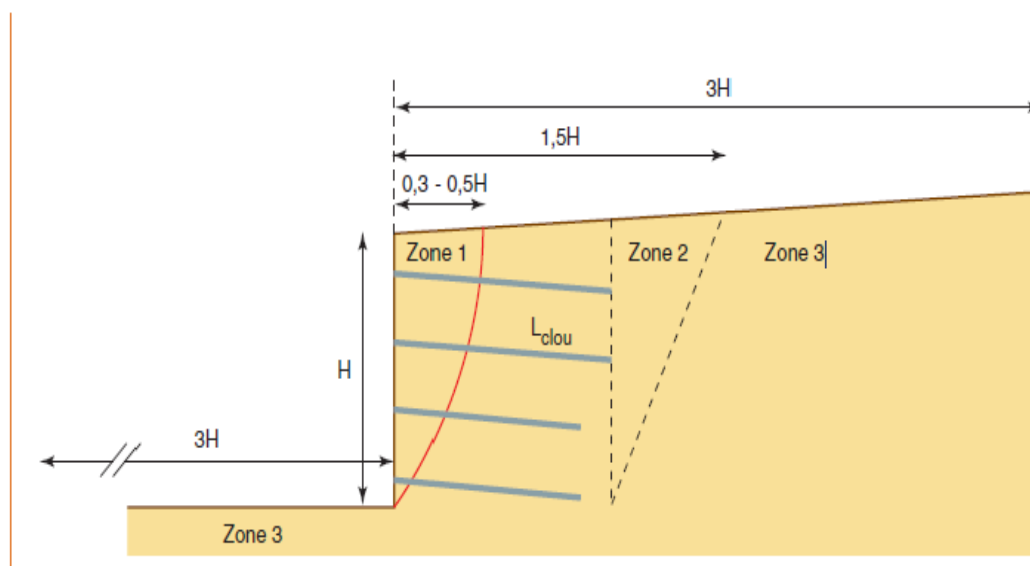


FIGURE III.12. Zone d'influence – Terrains associés. Zone 1 : Zone de forte sollicitation des clous. Zone 2: Zone à l'arrière du massif cloué. Zone 3 : Zones à l'amont et l'aval du massif cloué.

III.3. Essais sur clous

Réaliser des essais sur clous nécessite un équipement adapté et un personnel expérimenté. Ils ont pour but de vérifier les hypothèses géotechniques, de définir les efforts mobilisables et de valider la méthode d'exécution, les essais consistent à éprouver la qualité du scellement par application d'un effort de traction. Ils se pratiquent à l'aide d'un vérin hydraulique et d'un équipement adapté. Les référentiels définissent les modes opératoires à respecter et la métrologie requise.

Les essais sont réalisés conformément aux normes et recommandations en vigueur.

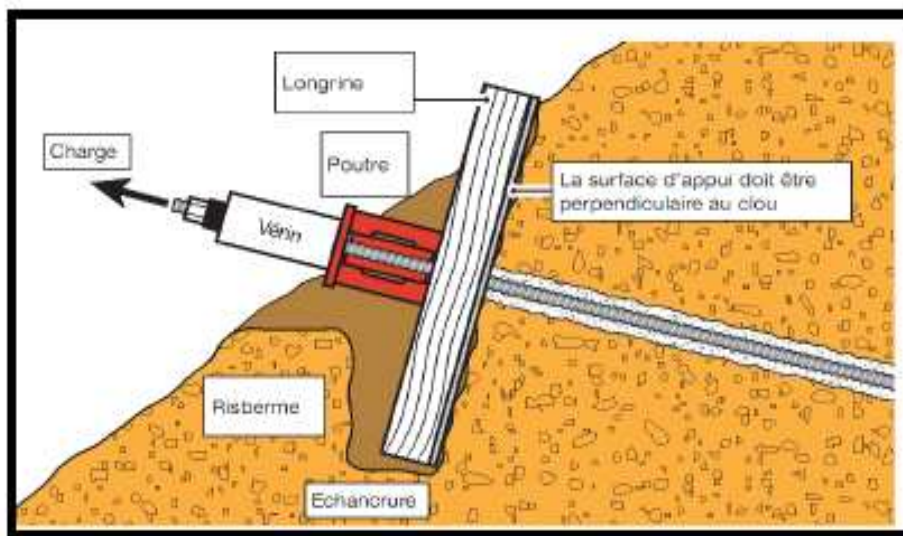


FIGURE. III.12. Essai typique de clous.

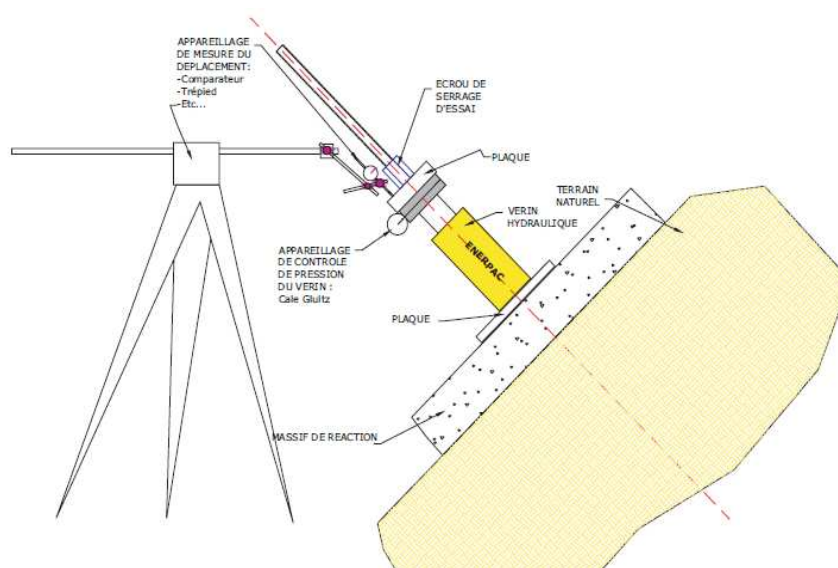


FIGURE. III.13. Schéma de principe d'un essai d'arrachement.

Tests clou de sol est effectué pour établir la contrainte d'adhérence sol-clou.

Généralement pas plus de 5% des clous sont sélectionnés pour le test. Les clous sont progressivement chargés pendant le test.

Les tests réalisés, peuvent inclure:

- Des tests ultimes (sacrificiels) où les clous sont testés jusqu'à la rupture.
- Preuve essais peuvent être effectués sur les clous sacrificielles ou de production.
- Des essais de fluage sont généralement effectués au cours des preuves essais ou des tests sacrificiel.

III.3.1. Contrôle des ancrages

Les essais pour le contrôle des ancrages sont indispensables pour valider le dimensionnement effectué lors de l'étude et/ou pour vérifier la bonne réalisation du scellement des ancrages ; on distingue :

III.3.1.1.Essais de conformité

Essais destructifs réalisés au démarrage du chantier pour valider le dimensionnement et mettre au point la méthodologie de réalisation des clous.

III.3.1.2.Essais de contrôle / réception

Ces essais s'apparentent à la fois à des essais de contrôle et à des essais de réception suivant la terminologie Clouterre 91 ; essais non destructifs réalisés sur des clous choisis pendant le chantier, en vue de vérifier la qualité de réalisation du scellement, sur la longueur de la barre, au delà de la surface de rupture.

III.4. Conclusion

Le clouage apparaît être une méthode d'avenir. Souple d'emploi, elle s'applique à de nombreux sites et présente par rapport à ses concurrentes, un moindre coût et une installation de chantier plus réduite.

Mais il convient de garder à l'esprit que le clouage des sols est une méthode délicate, c'est un procédé moderne maîtrisé par peu d'entreprises, possédant un matériel spécialisé pour chaque technique de mise en place des clous et une mauvaise mise en œuvre peut entraîner la ruine prématurée ou même stopper la construction.

Malgré les nombreuses études et constatations sur ouvrages réalisées depuis plusieurs années, le fonctionnement réel d'un ouvrage de soutènement cloué reste encore assez mal connu et les méthodes d'étude de la stabilité interne se réfèrent à des schémas de fonctionnement simplifiés.

Dans de nombreux terrains, on peut cependant considérer que ces techniques de construction ont « fait leurs preuves ». C'est le cas, notamment, des sols pulvérulents compacts et des marnes raides dans lesquels on dispose de nombreuses données issues de suivis de chantiers et d'ouvrages expérimentaux.

Aussi il faut préciser que les diamètres des clous sont standardisés par les fabricants, ce qui peut engendrer des surdimensionnements considérables et un coût supplémentaire de l'ouvrage.

Dans ce domaine, comme dans bien d'autres en génie civil, l'expérience a devancé la théorie.

Les progrès technologiques incessants devraient permettre d'améliorer encore le clouage en l'adaptant à chaque sol, notamment en ce qui concerne la mise en place du parement et la liaison sol-clou.

CHAPITRE IV

ETUDE DU SOL

CHAPITRE IV : RECONNAISSANCES DU SITE.

IV.1. Introduction

Une bonne reconnaissance du sol le long du tracé d'un ouvrage est nécessaire, telles que les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques qui sont des facteurs importants, ils déterminent le degré de difficulté et le coté de réalisation d'un ouvrage souterrain, en influençant le choix et la mise en œuvre des méthodes de construction (excavation, soutènement et revêtement), qui sont validées où corrigées au stade des travaux.

La connaissance de ces conditions, permet d'éviter l'imprévision de certains problèmes qui peuvent bloquer les travaux plusieurs mois et mettre en danger la sécurité du chantier, voir même nuire la faisabilité de l'ouvrage tels que la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression.

VI.2. Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

Les reconnaissances et les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent fournir au concepteur du tunnel toutes les informations nécessaires, telles que :

- Pour les reconnaissances géologiques : La géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif, la description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, leur qualité et leur discontinuité.
- Pour les reconnaissances hydrogéologiques : Les informations aquifères et les terrains imperméables, la nature des venues d'eau possibles le long du tracé, leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux.
- Pour les reconnaissances géotechniques : La description des terrains traversés, leur état de contraintes in situ, la prévision de leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage.

Les reconnaissances et études hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques, qui seront complétées par les reconnaissances et études géotechniques.

Ces informations doivent permettre, de définir les méthodes d'exécution, le dimensionnement des ouvrages, les précautions particulières et /ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

IV. 2.1. Sondages

La campagne de sondages a pour but de nous fournir avec le plus de précision possible la position, la nature et le pendage des différentes couches géologiques traversées et le régime hydraulique traversé par l'ouvrage. La projection de ces résultats sur un profil en long permet au projeteur d'implanter l'ouvrage sur les couches les plus favorables.

Les sondages sont généralement exécutés verticalement à partir de la surface sur une profondeur donnée. Ils peuvent aussi être exécutés de façon oblique. Les points de sondages sont espacés de quelques mètres sur tout le long de la portée du tunnel et permettent d'établir une carte représentant les différentes couches.

Lors des sondages on mesure systématiquement :

- Le taux de carottage qui est le rapport de la longueur cumulée des éléments de carottes prélevées sur la longueur du sondage que multiplie 100.
- Le taux de carottage modifié plus connu sous l'appellation de RQD (Rock Quality Désignation).

De plus, les sondages permettent d'effectuer un certain nombre d'essais :

IV.2.1.1. Prélèvements d'échantillons

- Pour déterminer la nature de la roche ou du sol.
- Pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures, diaclases et stratification dans le cas d'une roche.
- Pour pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des roches, mécanique des sols, analyses minéralogiques et analyses chimiques).
- Exécution de diagraphies.

- Mesure in situ des modules et des champs de contraintes.
- Mesures in situ de la perméabilité.

Les sondages permettent d'effectuer des observations et des mesures in situ très utiles à la compréhension de l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté, il s'agit principalement :

- D'observation pendant l'exécution du sondage comme pertes partielles ou totales du fluide de forage, venues d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur les carottes,...
- De la pose de piézomètres pour préciser les niveaux de nappes, leur indépendance éventuelle, la réaction aux agents atmosphériques.
- D'essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement, transmission...).

IV.2.2. Exécution des puits

L'insuffisance des résultats de sondages nous oblige à compléter ces informations par l'exécution des puits répartis sur toute la longueur du tunnel. Permettant ainsi de constater l'état du sol, ses caractéristiques et son comportement.

Remarque : Les puits jouent aussi un rôle de service car ils permettent de descendre à l'intérieur du tunnel les engins et les matériaux nécessaires à l'exécution de l'ouvrage ainsi que de remonter les déblais.

IV.2.3. Galerie de reconnaissance

Malgré le coût élevé d'une galerie, l'importance du projet, nous impose le creusement à partir des puits des galeries de petite section soutenue par des cadres sur toute la longueur du tracé, nous permettant ainsi :

- D'approfondir et de compléter nos connaissances des terrains traversés.
- L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologiques détaillé.

- Observation des conditions hydrogéologiques, en particulier le type de venues d'eau (ponctuelles ou diffuses), la mesure des débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques, il est possible d'exécuter des forages depuis la galerie qui permettront d'effectuer des mesures de perméabilité de pression et de débit.
- De prélever des échantillons pour effectuer des essais au laboratoire et réaliser des essais in situ afin de confirmer ou de corriger de manière directe les études de reconnaissances effectuées au préalable.
- De vérifier la stabilité de l'excavation et du futur soutènement.

IV.2.4. Diagraphies

Les diagraphies permettent de se faire une idée des caractéristiques physiques des terrains à traverser, elles sont effectuées dans des sondages qui sont simplement destructifs (ne comportent pas de carottages). Les diagraphies les plus utilisées sont :

- L'examen photographique.
- Le log sonique (mesure de la vitesse sismique).
- Le log électronique (mesure de la résistivité).
- Le log neutron (mesure de la teneur en eau par ralentissement des neutrons).
- Le log gamma (mesure relative du poids volumique).
- Le log vitesse d'avancement (il décèle les hétérogénéités et la présence des vides).
- Le log de percussion réfléchi (il indique la rigidité des matériaux par sondage au marteau perforateur).

IV.3. Aperçu géologique général de la wilaya de BOUMERDES

L'Algérie, par le fait de son étendue, comprend quatre larges domaines géologiques allant du Nord vers le Sud :

- L'Atlas Tellien (ou le Tell): Constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales dont les plus riches de l'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chélif à l'Ouest et le Seybouse à l'Est.
- Les hauts plateaux.
- L'Atlas saharien.
- Le Sahara.

De la même manière, l'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique:

- Le Nord du pays portant l’empreinte de la tectonique alpine ;
- La plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée.

Les alentours de la ville de Boumerdes y est compris Thénia se situent dans la première région définie ci-haut, délimitée au Nord par la mer Méditerranée et au Sud par l'Atlas Tellien. Cette chaîne correspond à une zone complexe de reliefs jeunes alpins.

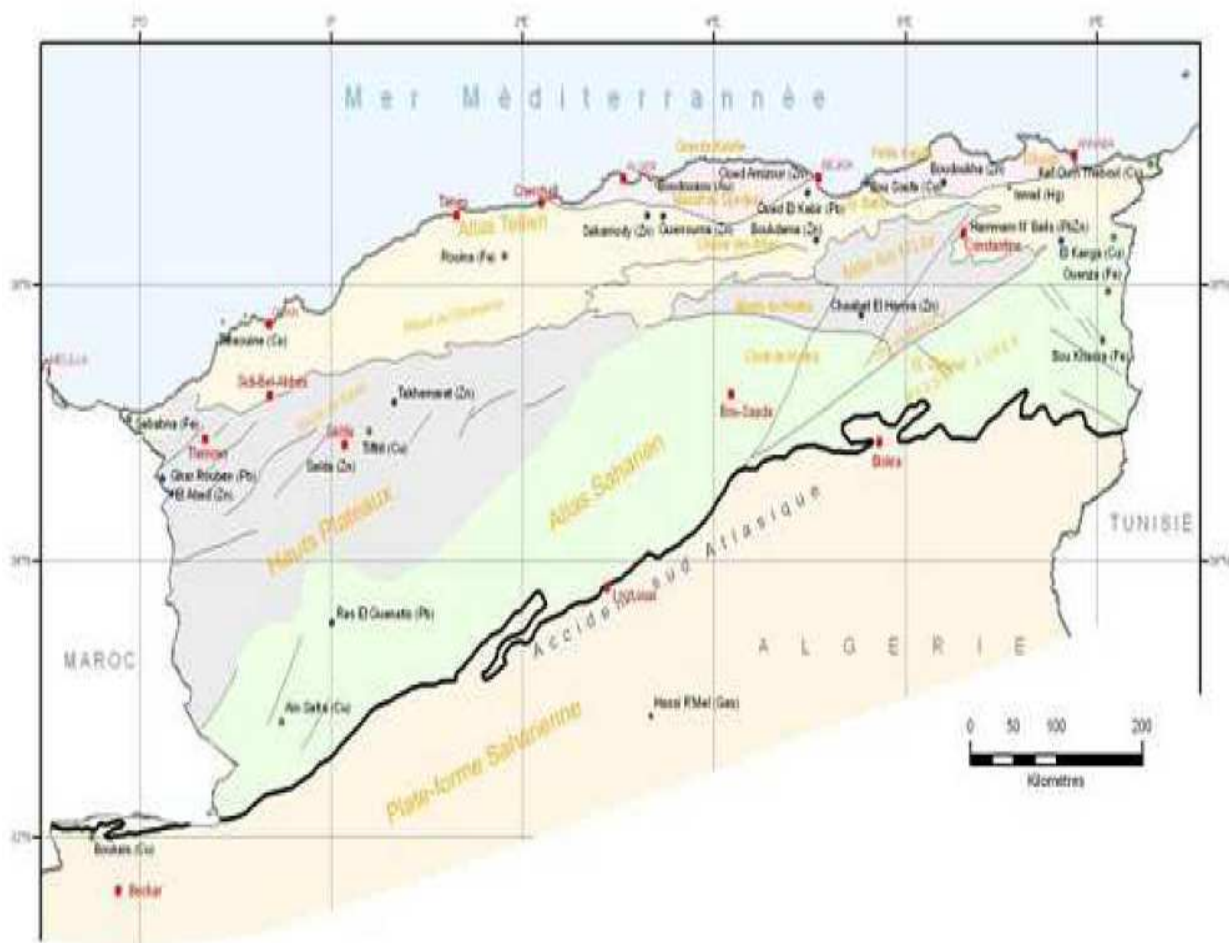


FIGURE IV.1. Carte de localisation des grands ensembles du nord de l'Algérie et principaux gîtes.

La région de Boumerdes peut être représentée comme un dôme primaire métamorphique, bordé par des formations sédimentaires, tertiaires et quaternaires.

IV.3.1. Le primaire

C'est un complexe métamorphique (schistes, gneiss, calcaire), ses divers faciès pétrographiques sont imbriqués d'une manière anarchique consécutive à une tectonique très importante, qui a causé une fracturation importante et de nombreuses zones de failles.

Il existe dans ce complexe une présence d'eau souterraine, localisée dans des fractures et fissures, qui se manifestent sous forme de sources ou de nappes aquifères, présentant une importante circulation.

IV.3.2. Le tertiaire

Les principaux horizons reconnus sont dans l'ordre :

- L'Astien (mollasse astienne), formation géologique la plus importante, cet horizon se caractérise par son hétérogénéité. Il se présente sous forme de banc de marnes, de grès, ainsi que de sable pulvérulent. .
- Le Plaisancien, il s'agit de formation Argilo-Marneuse bleu, imperméable représentant ainsi un mur pour la nappe de la mollasse astienne.

IV.3.3. Le quaternaire

La formation la plus souvent rencontrée est : les sable argileux rouges. Les autres formations sont des alluvions, éboulis de pente (colluvions).

Ce caractère argileux le rend moins perméable que les mollasses astiennes, cependant la présence d'alluvions grossières (certains remblaiements ayant été réalisés avec des matériaux très sableux) font de cette formation un captage privilégié des eaux de pluie pour alimenter la nappe des mollasses.

La figure suivante montre la carte géologique générale de l'Algérie.

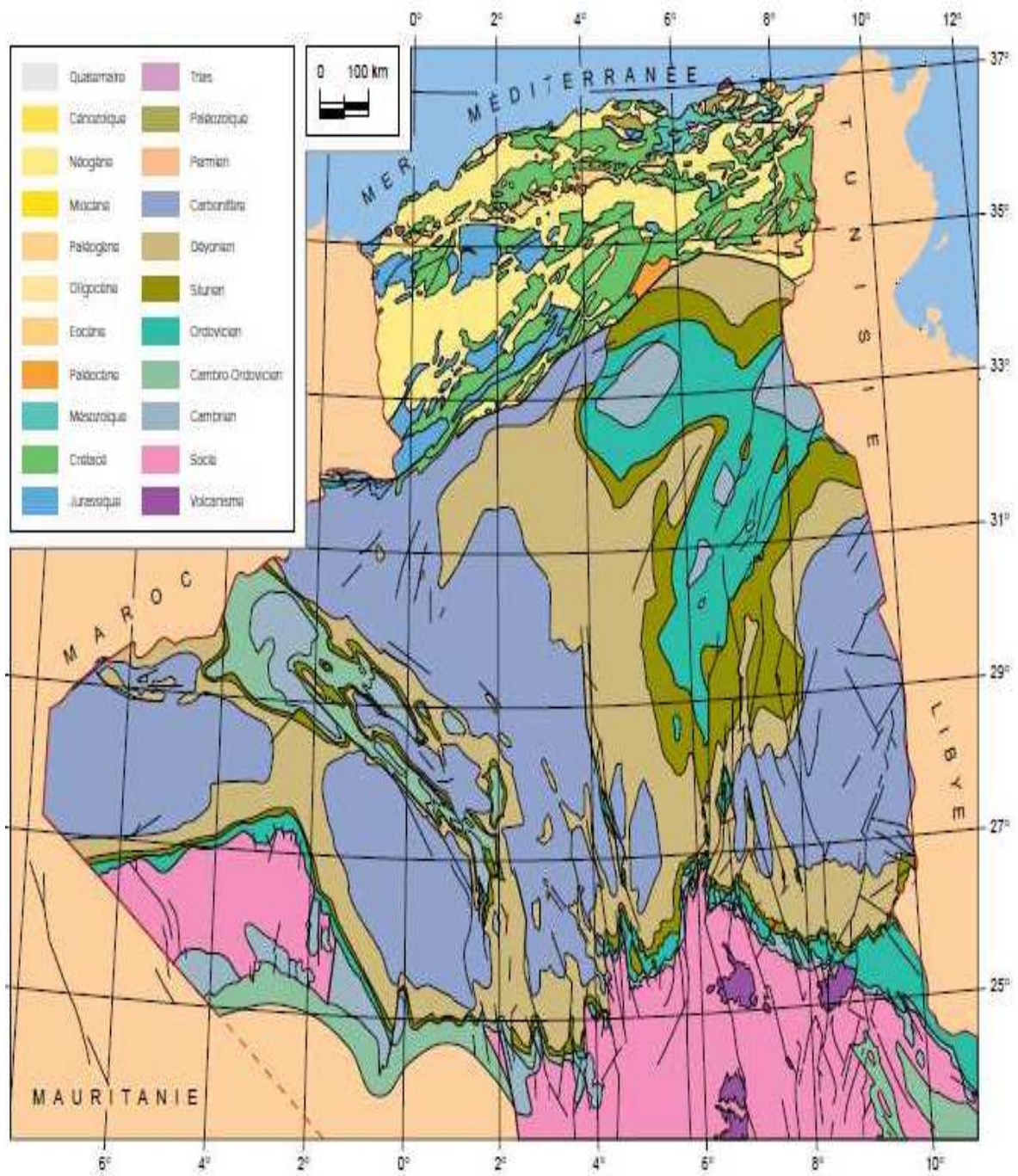


FIGURE IV.2. Carte géologique générale de l'Algérie.

VI.4. Aperçu tectonique

Boumerdes fait partie du Tell. Celui-ci fait partie de la zone de jonction entre les deux plaques tectoniques et par conséquent, il est l'une des régions où les déformations sont des plus actives et où les séismes forts à modérés se manifestent fréquemment.

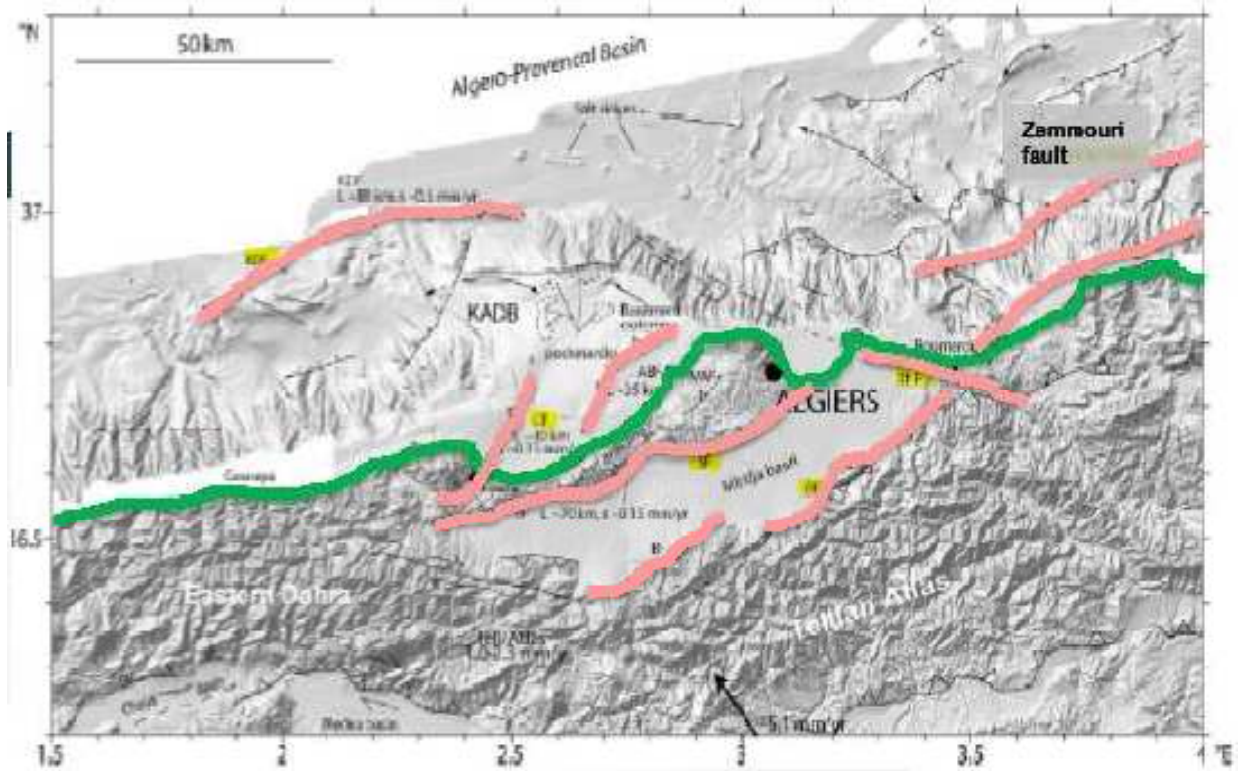


FIGURE IV.3. Carte tectonique de la région d'Alger.

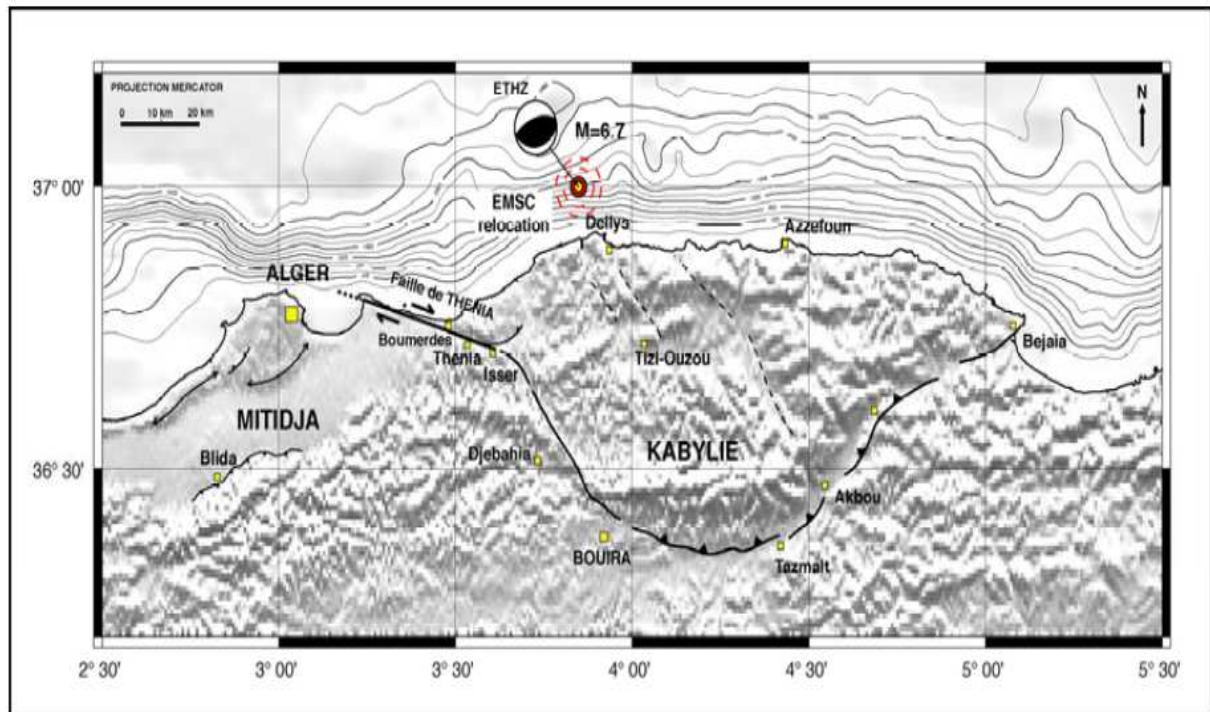


FIGURE IV.4. Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003.

IV.5. Aperçu sismique

La région d'Alger est située dans une zone sismique active. Des séismes forts sont documentés dans une cadence de 5 – 10 ans, (séisme de BOUMERDES 2003).

Selon la carte des zones sismiques de L'Algérie (voir « Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art - RPOA 2008, arrêté du 27 juin de 2009 »), l'ouvrage d'art est situé dans la **zone III** (Wilaya de Boumerdes, Commune de Thénia et Si Mustapha).

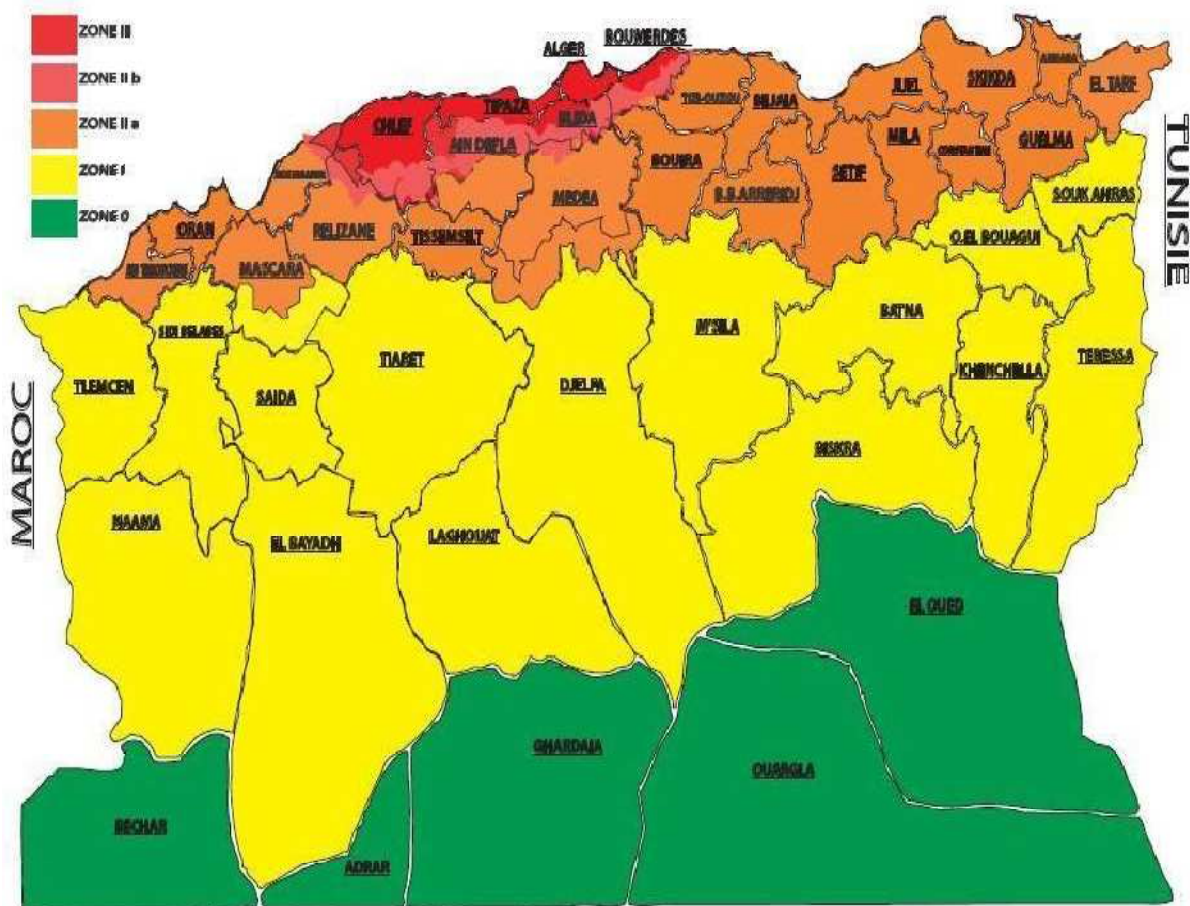


FIGURE IV.5. Carte de zonage sismique de l'Algérie.

Il a été considéré une classification du tunnel selon le groupe 1 - Tunnels stratégiques (voir RPOA 2008 – Partie II – chapitre 1.5).

L'accélération sismique employée pour la structure est **ac=0,40g** (RPOA 2008–tableau3.1).

VI.6. Aperçu hydrogéologique

Le bassin de l'Algérois est répartie sur quatre wilayas en totalité (Alger, Blida, Boumerdes et Tizi Ouzou) et cinq wilayas en partie (Béjaïa, Bouira, Médéa, Tipaza et Ain Defla). Il couvre une superficie de 12.463 Km² soit 26,28 % de la superficie totale du bassin Algérois-Hodna- Soummam.

Le réseau hydrographique de l'Algérois compte 30 Oueds principaux totalisant une longueur de 1 145 Km qui varie de 11 (Oued Ladrat) à 114 Km (Oued Isser).

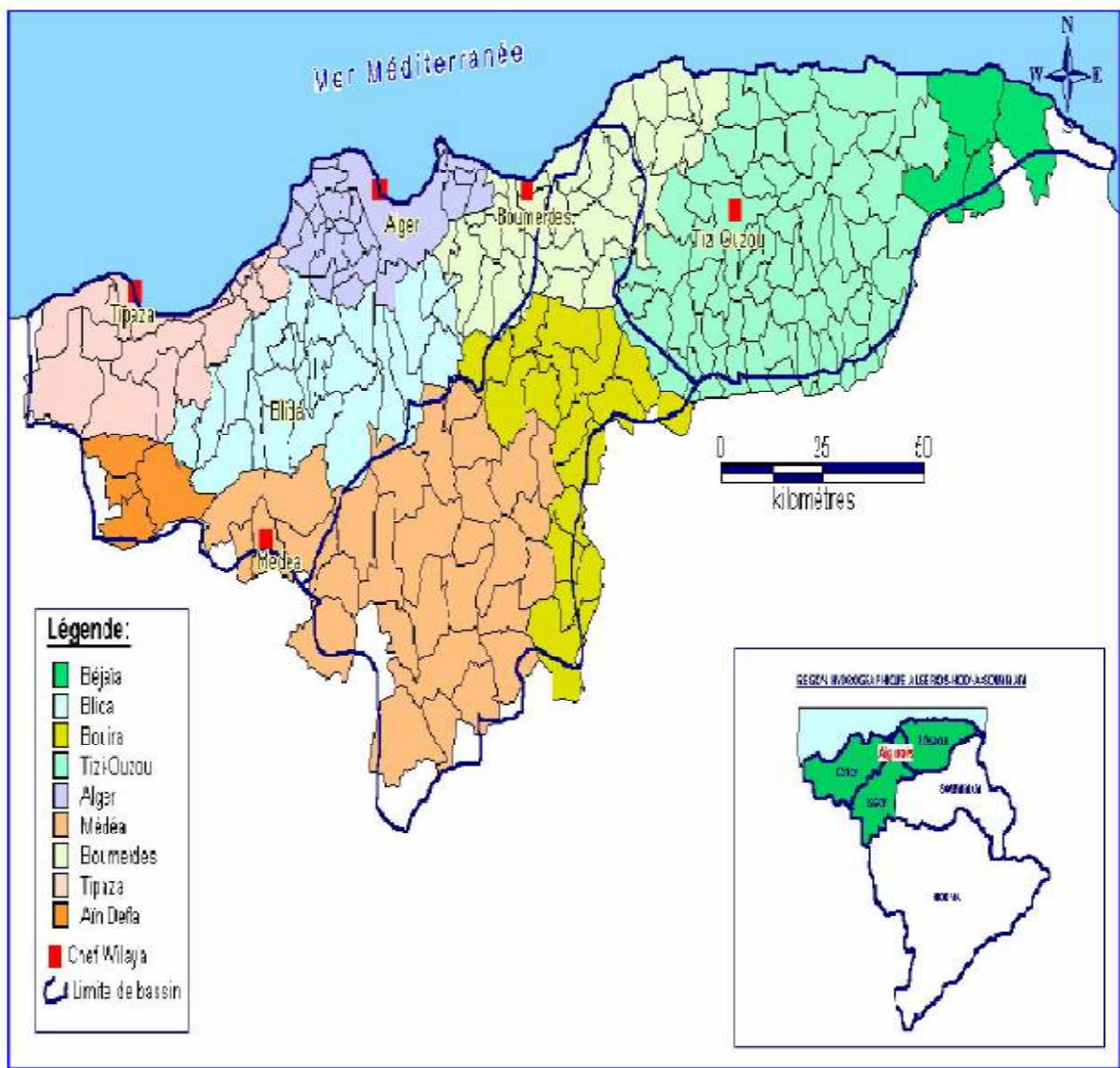


FIGURE IV.6. Région hydrographique Algéroise.

IV.7. Aperçu géotechnique

L'étude géotechnique complète celle faite préalablement par les géologues. Elle englobe l'étude des propriétés mécaniques et physico-chimiques des sols et de l'interaction entre les terrains et les ouvrages environnants d'une part, l'ouvrage objet de la prestation du fait de sa réalisation et/ou de son exploitation d'autre part.

IV.8. Données géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au droit de l'ouvrage

Le domaine du projet est généralement caractérisé par une activité sismique importante, il s'étend en grande partie sur les formations post nappe du grand massif de Kabylie. Ceux-ci se composent de marnes du miocène avec de possibles intercalations de gypse dans les couches supérieures. On trouve en outre des calarénites du pliocène (grès calcaire) et des conglomérats, suivis de grès et de pélite quaternaire qui vont former l'extrémité d'une stratigraphie complète.

Les campagnes de reconnaissances effectuées nous ont permis d'établir, la synthèse des éléments géologiques, géotechniques et hydrogéologiques applicables pour la mise au point des méthodes d'exécution, ainsi que l'étude du soutènement.

Des sondages ont été exécutés pour l'avant projet le long du tracé et des essais en laboratoire ont été réalisés sur des échantillons de terrain prélevés en cours de sondage.

(Figure IV.5).

Ce qui nous a permis de mettre en évidence les formations suivantes :

Tableau IV-1 : Stratigraphie de la zone d'étude.

Profondeur (m)	Description
0.00-3.00	Remblais récents sablonneux à limoneux (Rsl)
3,00 – 12,00	Sable limoneux (SI)
>12,00	Sédiments sablonneux à limoneux (Sds)

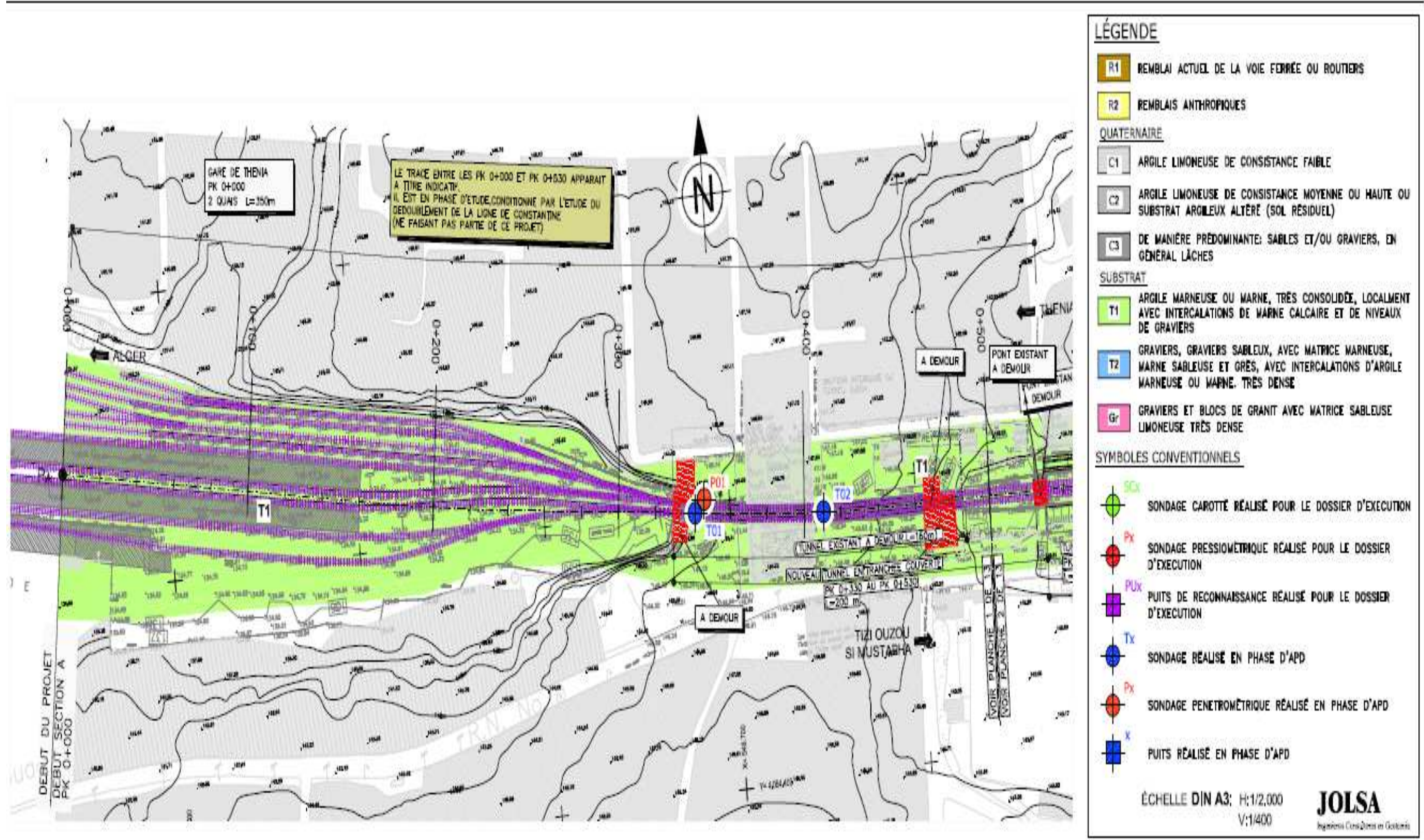


FIGURE IV.7. Localisation des sondages.

- **Nappe phréatique**

D'après le rapport géotechnique la nappe phréatique est située à 13m de profondeur.

- **Caractéristiques géotechniques**

Tous les résultats présentés ci-dessous donnés par le rapport géotechnique, ont été déterminés sur la base des différents essais de laboratoire effectués sur des échantillons de sol à partir des sondages carottés.

Tableau IV-2 : Caractéristiques géotechniques du site.

Description	$\gamma_{\text{non_sat}}$ [KN/m ³]	γ_{sat} [KN/m ³]	c' [KN/m ²]	ϕ' [°]	E' [KN/m ²]	ν
Rsl	19,00	20,00	0,00	23	15 000	0.35
SI	20,00	21,00	0,00	25	25 000	0.30
Sds	22,00	23,00	25,00	30	100 000	0.30

IV.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons cité les plus importantes reconnaissances du site à effectuer dont les reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques, à la suite des différentes investigations menées sur le terrain qui vont nous permettre d'obtenir une image aussi complète que possible, des caractéristiques du massif à traverser.

Ces reconnaissances restent insuffisantes, car contrairement aux autres ouvrages de génie civil comportant une superstructure (bâtiments, ponts...etc.) les matériaux de constructions ont des propriétés définies et testables, ce qui n'est pas le cas dans les tunnels.

C'est le terrain lui même qui est la majeure partie de la structure et c'est bien de ce dernier que viendront les incertitudes.

Il est donc impératif de prévoir d'autres essais, faites à tous les stades des travaux pour corriger, modifier ou valider les résultats déjà obtenus et on doit pouvoir proposer des solutions qui permettent de modifier le tracé ou la géométrie de l'ouvrage et d'adapter les soutènements, le drainage aux conditions susceptibles d'être rencontrées afin d'éviter dépassements de prix et de délais très important

CHAPITRE V

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

CHAPITRE V : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

V.1. Introduction

Le béton armé est l'association gagnante de béton et d'armatures, le plus souvent métalliques.

Il doit son succès aux nombreux avantages du béton et au caractère gagnant de son association avec les armatures. Le béton reprend les efforts de compression et les armatures ceux de traction.

Les bétons et les aciers seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (BAEL91).

V.2. Béton

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels (sable, gravillons) ou artificiels (granulats légers) agglomérés par un liant.

Le liant peut être qualifié d'« hydrique », Lorsque sa prise se fait par hydratation.

Ce liant est appelé couramment « ciment » ; on obtient dans ce cas un « béton de ciment » un des plus souvent utilisés au monde, que soit en bâtiments ou en travaux publics.

Il est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge qui est notée f_{c28} .

V.2.1. Composition du béton

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température, l'humidité, etc.

Les propositions optimales des granulats pour 1m^3 de béton classe C 30 sont :

- **Formulation de béton pour la voute du tunnel**

- Gravier 3/8 en provenance de KEDDARA : 265 Kg/m³
- Gravier 8/15 en provenance de KEDDARA : 791 Kg/ m³
- Sable 0/3 en provenance de KEDDARA : 573 Kg/ m³
- Sable 0/1 en provenance de BOUSSAADA : 141 Kg/ m³
- Ciment portland 42.5 : 400 KG/m³
- D'eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant 200L/m³.

- **Formulation de béton pour le radier, les parois de pieux et les poutres de liaison et d'entretoise**

- Gravier 15/25 en provenance de KEDDARA : 429 Kg/ m³
- Gravier 8/15 en provenance de KEDDARA : 470 Kg/ m³
- Gravier 3/8 en provenance de KEDDARA : 107 Kg/m³
- Sable 0/3 en provenance de KEDDARA : 663 Kg/ m³
- Sable 0/1 en provenance de BOUSSAADA : 130 Kg/ m³
- Ciment portland 42.5 : 400 KG/m³
- D'eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant 200L/m³.

- **Formulation de béton projeté**

- Gravier 3/8 en provenance de SI MUSTAPHA : 590 Kg/m³
- Sable 0/3 en provenance de BOUHRAOUA : 960 Kg/ m³
- Sable 0/1 en provenance de BOUSSAADA : 100 Kg/ m³
- Ciment portland 42.5 : 350 KG/m³
- D'eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant 220L/m³.

Le projet utilisera des plastifiants, super plastifiants, accélérateurs de prise et retardateurs de prise afin de répondre aux exigences d'ouvrabilité et de résistance mécanique des bétons nécessaires dans la réalisation des travaux souterrains.

V.2.2. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

V.2.2.1 Masse volumique

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2500 kg/m³, cette masse volumique peut augmenter avec les modalités de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500Kg/m³.

V.2.2.2. Retrait

Contraction du béton ou du mortier, due à des phénomènes chimiques et physiques.

Il est indépendant de tout chargement du matériau .Ce phénomène se produit dès la mise en œuvre du béton, pendant sa prise et son durcissement et se développe au cours du temps.

V.2.2.3.Fluage

C'est un phénomène physique qui provoque la déformation d'un matériau au cours du temps sous l'effet d'une charge qui reste constante. Il est fonction notamment des caractéristiques du béton, de son âge lors du chargement, de l'épaisseur de l'élément.

V.2.3. Resistances caractéristiques du béton (BAEL91)

V.2.3.1. Resistance caractéristique a la compression

Un béton caractérisé par une valeur de sa résistance à la compression, a l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (f_{c28}), et que l'on nomme résistance caractéristique a la compression, déduite par écrasement a la presse hydraulique d'éprouvettes :

- **Cylindriques**
 - De 16 cm de diamètre ;
 - De 32 cm de hauteur ;
 - Dont l'aire de la section droite est de $200 \text{ cm}^2 = 0,02 \text{ m}^2$
- **Ou bien cubiques** de 14 ou 20 cm de coté.

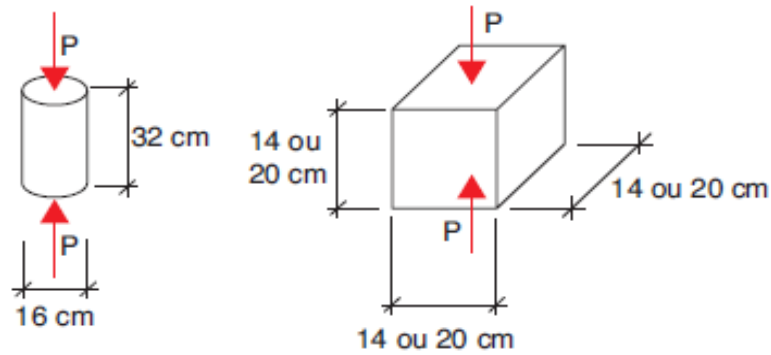


FIGURE.V.1. Différent types d'éprouvettes utilisées pour le teste d'écrasement.

- Pour le radier $\Rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Pour les parois de pieux $\Rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Pour le béton projeté $\Rightarrow f_{c28} = 20 \text{ MPa}$
- Pour le béton de propreté $\Rightarrow f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Pour les poutres de liaison et d'entretoises $\Rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Pour les piédroits $\Rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Pour la voûte $\Rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} : Pour $j < 28$ jours.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

V.2.3.2. Resistance caractéristique a la traction

Un béton caractérisé par une valeur de sa résistance à la traction à j jours que l'on note f_{tj} ; est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

FIGURE.V.2.Essais de traction.

- Pour le radier $\Rightarrow f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$
- Pour les parois de pieux $\Rightarrow f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$
- Pour le béton projeté $\Rightarrow f_{t28} = 1,8 \text{ MPa}$
- Pour le béton de propreté $\Rightarrow f_{t28} = 1,5 \text{ MPa}$
- Pour les poutres de liaison et d'entretoises $\Rightarrow f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$
- Pour les piédroits $\Rightarrow f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$
- Pour la voûte $\Rightarrow f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

V.2.4. Déformation du béton

V.2.4.1. Déformation longitudinale

V.2.4.1.1. Module de déformation instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à

$$E = 11000 f_{cj}^{\frac{1}{3}}$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E = 34179.56 \text{ MPa}$$

V.2.4.1.2. Module de déformation différé

A défaut de mesures, on admet généralement que sous contraintes de longue durée d'application les déformations longitudinales complémentaires dues au phénomène de fluage du béton sont double de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courtes durées et appliquées au même âge.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Si on exprime les résistances en Mpa, ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 1100 f_{cj}^{\frac{1}{3}}$$

Pour $f_{c28}=30$ MPa

$$\Rightarrow E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$$

V.2.4.2. Déformation transversale

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

Il est pris égal à 0,2 pour la justification des états limites de service et à 0 pour les états limites ultimes. Dans ce dernier cas, l'attention est attirée sur la nécessité de prévoir un pourcentage minimal d'armatures.

- $\nu = 0.2$ pour la justification à l'ELS.
- $\nu = 0$ dans le cas de l'ELU.

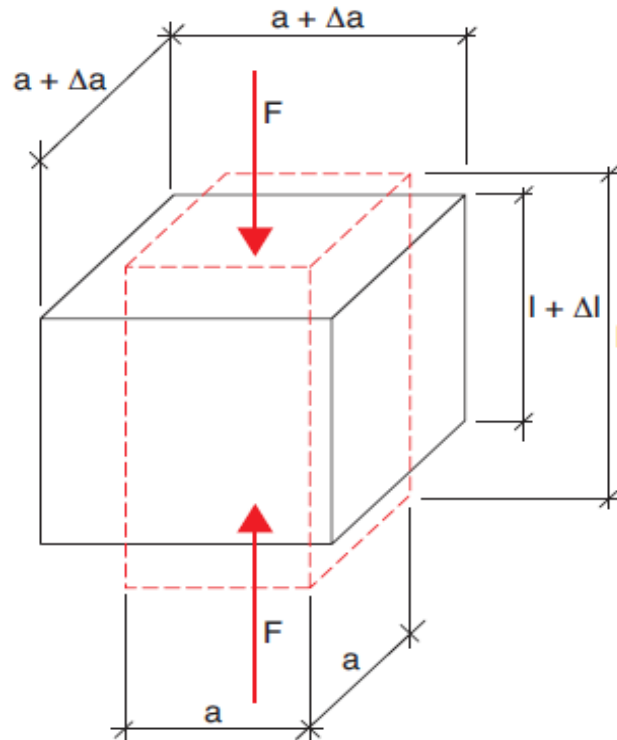


FIGURE.V.3. Schéma de déformation transversale.

V.2.5. Déformations et contraintes de calcul

V.2.5.1. Etat limite ultime (ELU)

V.2.5.1.1. Hypothèses de calcul

- La section normale à la fibre moyenne, plane avant déformation reste plane après déformation.
- Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association Acier-béton).
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le diagramme des déformations d'une section est régi par la règle des 3 pivots.

V.2.5.1.2. DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS (fig. V. 1)

Le diagramme déformations contraintes du béton devant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit "parabole rectangle".

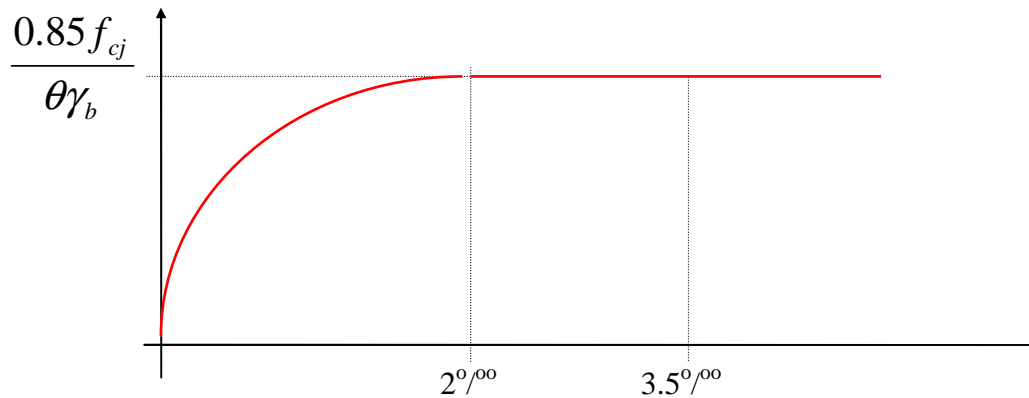


FIGURE.V.4. Diagramme σ - ε du béton à l'ELU.

La contrainte limite ultime du béton en compression est :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85}{\vartheta \gamma_b} f_{cj}$$

- Parabole $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ $0 \leq \sigma_{bc} \leq f_{bu}$
- Rectangle $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ $\sigma_{bc} = f_{bu}$
- $\gamma_b = 1.5$ en situation normale.
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.

Le coefficient ϑ est pris égal à :

- 1 si la durée d'application des actions est supérieure à 24 heures
- 0,9 si cette durée est comprise entre 1 et 24 heures
- 0,85 si celle-ci est inférieure à 1 heure.

V.2.5.2. Etat limite de service (ELS)

V.2.5.2.1. Hypothèses de calcul

- En plus des trois premières hypothèses de l'ELU on rajoute :
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

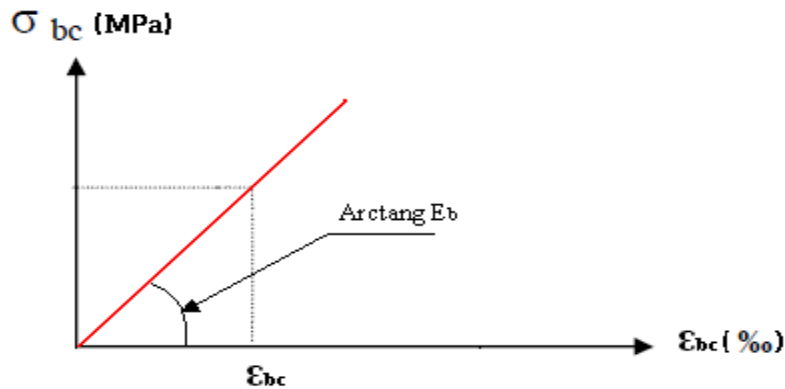


FIGURE.V.5 Diagramme σ - ϵ du béton à l'ELS.

- La contrainte limite à ne pas dépasser en compression est

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$$

Pour $f_{c28}=30$ MPa

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 18$ MPa

Le coefficient d'équivalence est fixé forfaitairement : $\eta=15$

V.3. Les armatures

L'acier est un alliage fer carboné en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=210\ 000$ MPa.

Dans notre cas les armatures sont des aciers de haute adhérence de caractéristiques :

- Nuance : Fe E500
- Limite d'élasticité : $f_e=500\text{MPa}$
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s=2,1.10^5 \text{ MPA}$

V.3.1. Diagramme contraintes-déformations

V.3.1.1. Etat limite ultime (ELU)

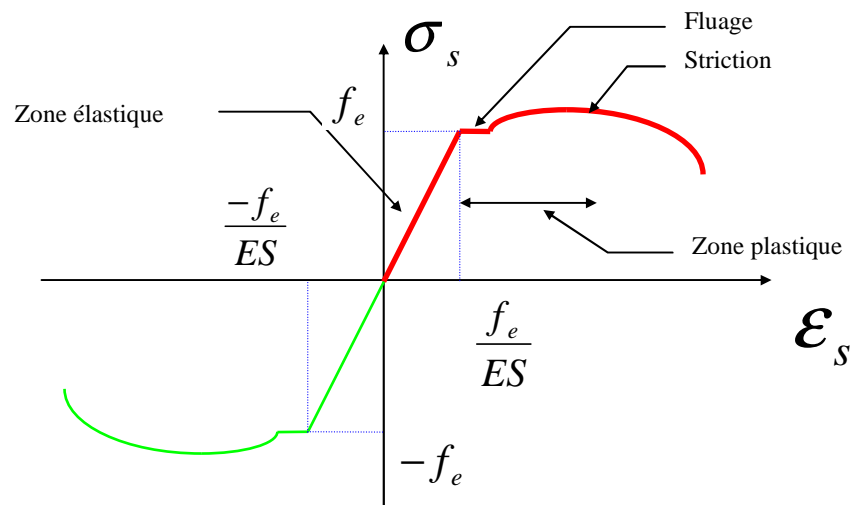


FIGURE.V.6. Diagramme réel σ - ϵ des aciers à l'ELU.

Le diagramme déformations (ϵ_s) contraintes (σ_s) à considérer pour les armatures est conventionnellement défini par le diagramme ci-après :

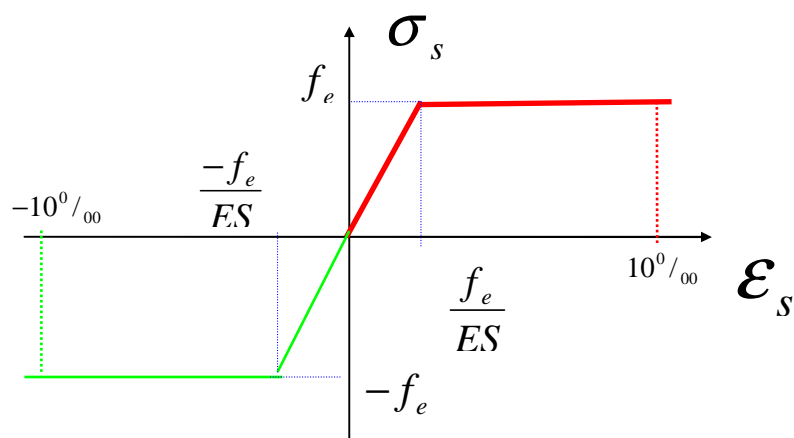


FIGURE.V.7. Diagramme conventionnel σ - ϵ des aciers à l'ELU.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{En situation normale} \\ 1 & \text{En situation accidentelle} \end{cases}$

➤ Situation normale : $\gamma_s=1.15 \Rightarrow \sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$

➤ en situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 500 \text{ MPa}$

V.3.1.2. Etat limite de service (ELS)

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations: $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

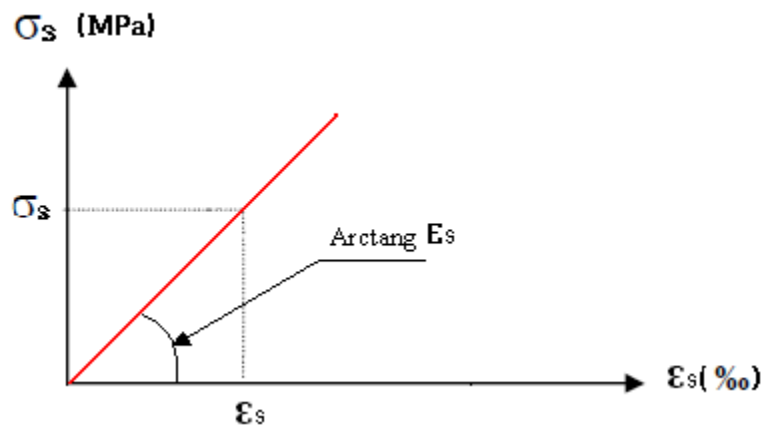


FIGURE.V.8. Diagrammes des Aciers à l'ELS.

La contrainte limite de traction dans les aciers est définie selon le cas de fissuration :

➤ Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{bc} = \min \left(\frac{f_e}{2}, 90\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$,

➤ Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{bc} = \min \left(\frac{2f_e}{3}, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$

➤ Fissuration peu nuisible: $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : $\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les RL ;} \\ 2 & \text{pour les ronds HA.} \end{cases}$

CHAPITRE IV

PRESENTATION DU LOGICIEL (PLAXIS)

CHAPITRE VI : PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS.

VI.1. Présentation du logiciel PLAXIS

Le logiciel PLAXIS est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, PLAXIS a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique.

En 1998, la première version de PLAXIS pour WINDOW est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001.

Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que PLAXIS est utilisé par de nombreux ingénieur géotechnique de nos jours, dans le monde entier.

VI.1.1. Les points forts du logiciel PLAXIS

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats.
- Générateur automatique de maillage.
- Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation.
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure.
- Calculs de coefficient de sécurité.

VI.1.2. La démarche de modélisation avec PLAXIS

Le cheminement et principales étapes d'un calcul sous PLAXIS :

VI.1.2.1. Géométrie

La première étape sous PLAXIS est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol,
- L'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion,

Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres, des coques, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. Principalement, les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation.

- « Anchor » qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.
- L'outil «geogrid», sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance en flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les ancrages.

Sur PLAXIS, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs suivants :

- les conditions aux limites.
- son rayon.
- les caractéristiques mécaniques de ses parois.
- la décomposition de sa section en surface.
- l'existence ou non d'interface particulière avec le sol environnant.

VI.1.2.2. Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est à dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieurs de la géométrie.

Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée.

Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.....).

VI.1.2.3. Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrid, etc.....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être définies, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non drainer ou non poreux).

Une fois les propriétés des différents matériaux sont définies on peut générer le maillage.

VI.1.2.4. Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de PLAXIS. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options « refine » dans le « mesh menu ».

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédures passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

VI.1.2.5. Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes:

Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé.

L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un « switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation:

La première qui s'appelle "initiale pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes.

La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (Poids propre et sous pression).

V.1.2.6. Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation". L'interface "input" de « Plaxis » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface: "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante.

Pour chaque phases on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servie à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiées.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc.....

D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de types de calcul peuvent être simulés (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastique, étude dynamique).

Une fois le phasage de l'étude terminée, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de PLAXIS seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur

« calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « output ».

Remarque

PLAXIS permet d'effectuer deux types de calculs en consolidation :

- Les calculs effectués à l'aide de l'outil « staged construction » qui permet de visualiser le sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps donné fixé par l'utilisateur.
- Les calculs effectués à l'aide de l'outil « minimum pores pressure » qui consiste à déterminer le temps et l'état du sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps suffisamment long pour que la pression interstitielle soit partout inférieure à la valeur fixée par l'utilisateur.

VI.1.2.7. Visualisation des résultats

PLAXIS permet la sortie des résultats suivants:

la déformée du maillage

- les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux)
- les déformations
- les vitesses et les accélérations (quand on effectue un travail en dynamique)
- les contraintes totales
- les contraintes effectives
- le coefficient de sur consolidation
- les points de déformation plastique

- le degré de saturation
- le champ d'écoulement
- le niveau de l'eau
- l'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine.

Ces résultats sont visibles sous trois formes :

- de vecteurs
- d'iso-valeur par zone (« Shading »)
- courbe contour des différentes zones

CHAPITRE VII

MODELISATION ET

CALCULS

CHAPITRE VII : MODELISATION ET CALCULS.

VII.1. Introduction

La vérification de la stabilité d'un ouvrage souterrain et la détermination des caractéristiques de son soutènement et de son revêtement est un problème ardu. Les comportements des matériaux naturels sont extrêmement variés et souvent complexes, les modèles mathématiques ne les représentent pas parfaitement. C'est pourquoi l'expérience et l'appréciation de l'ingénieur de génie civil est nécessaires pour compenser le manque de règles précises en la matière.

Dans ce projet, on a utilisé la méthode des éléments finis qui s'avère l'une des méthodes les plus utilisées de nos jours. Les spécialistes du domaine ont pu adapter la méthode pour qu'elle soit applicable dans les phases d'études des travaux souterrains.

La méthode est applicable grâce à plusieurs logiciels mis à la disposition des ingénieurs.

L'un des plus récents est le PLAXIS, et c'est celui que nous avons utilisé pour mener à bien cette étude. Plus de détails sur la méthode des éléments finis et le logiciel PLAXIS sont présentés respectivement dans l'annexe.

Ce travail consiste à déterminer le ferrailage nécessaire pour les pieux forés et le tunnel et pour cela nous allons présenter les différents paramètres nécessaires pour établir le modèle géométrique du tunnel soutenu par les parois en pieux avec les différentes phases de calcul pour finalement déterminer le ferrailage nécessaire avec le logiciel EXPERT.

VII.2. Paroi clouée

VII.2.1. Caractéristiques des pieux

Les caractéristiques des pieux sont les suivantes :

- **Parois droite et gauche**

Module d'élasticité = **34179,56 MPA**

Diamètre = $D = 0,8\text{m}$

Hauteur du pieu = **18 m**

Distance entre axes des pieux = **1.2m**

Section du pieu = $\pi \times D^2 / 4 = \pi \times 0,8^2 / 4 = 0,503\text{m}^2$

Inertie du pieu = $\pi \times D^4 / 64 = \pi \times 0,8^4 / 64 = 0,02\text{m}^4$

- **Parois de milieu**

Module d'élasticité = **34179,56 MPA**

Diamètre = $D = 0,8\text{m}$

Hauteur du pieu = **20 m**

Distance entre axes des pieux = **1.2m**

Section du pieu = $\pi \times D^2 / 4 = \pi \times 0,8^2 / 4 = 0,503\text{m}^2$

Inertie du pieu = $\pi \times D^4 / 64 = \pi \times 0,8^4 / 64 = 0,02\text{m}^4$

VII.2.2. Clous

- **Longueur**

Procédé à maillage large (voir chapitre III §III.2)

$L = 0,8 \text{ à } 1,2 H$ } \longrightarrow pour $H = 13\text{m}$ on prend $L = 0,9H = 12\text{m}$.
 (Terre-plein horizontal) }

La distribution des longueurs de clou de sol dans la paroi clouée est choisi comme étant uniforme (une seule longueur de clou est utilisé pour toute la paroi).

- **Espacement des clous verticaux et horizontaux**

Modèle du mur rectangulaire

$S_v = 1,5\text{m}$

$S_h = 1,2\text{m}$

$S_v \times S_h = 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ m}^2 \longrightarrow S_H \times S_v \leq 4 \text{ m}^2. \text{ (Vérifiée)}$

- **Inclinaison**

$\beta = 15 \text{ degrés.}$

VII.3. Caractéristiques et géométrie du tunnel

Le choix du dimensionnement des parties de la section du tunnel est comme suit :

- Voûte (béton armé) : $d = 50 \text{ cm}$;
- Radier (béton armé) : $d = 65 \text{ cm}$;
- pieddroit : $d = 119 \text{ cm.}$

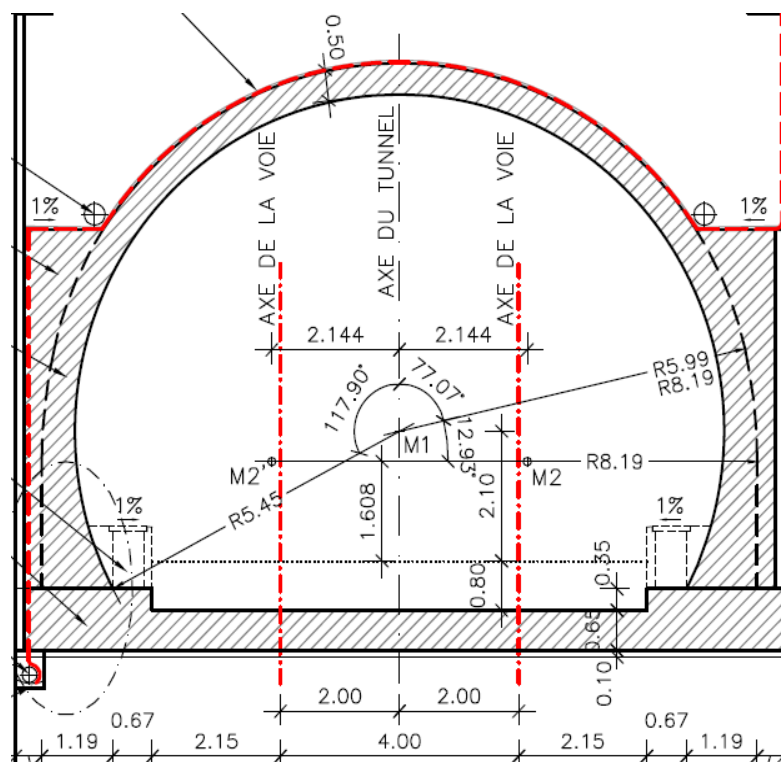


FIGURE.VII.1. Géométrie du tunnel.

VII.4. Calcul statique

VII.4.1. Actions permanentes

- Poids propre

Le poids propre des différents éléments sera calculé à partir de leur géométrie (sections transversales), en adoptant une densité de valeur $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$ pour les éléments de béton armé (radier, pied droit, voûte, pieux).

- Poids du Ballast

Le poids de ballast est calculé à partir de la plate-forme dans la structure de voie, et en prenant comme densité $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$.

$$Q_{pb} = 0,65 \times 18 \times 1,00 = 11,7 \text{ kN/m}$$

- Poids Traverses

Le poids des traverses est calculé en prenant un poids unitaire de traverses $q = 2,1 \text{ kN/unité}$ et un travelage de $0,60 \text{ m}$.

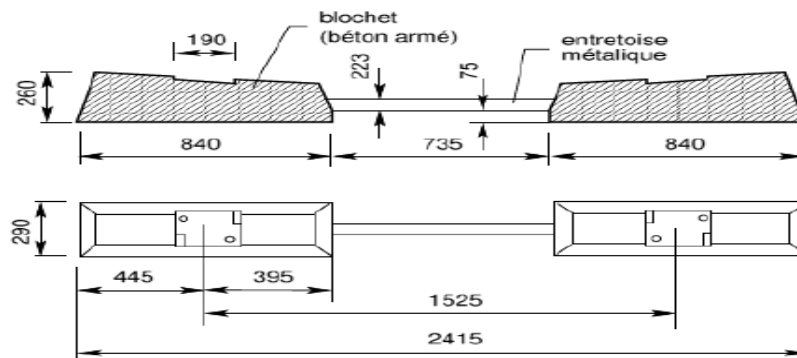


FIGURE.VII.2. Traverse en Béton.

$$Q_{pT} = 2,1 \times \frac{2}{0,60} = 7,00 \text{ kN/m}$$

- **Poids Rails**

Le poids des rails est calculé en prenant un poids unitaire de rails $q = 0,60 \text{ kN/m}$.

$$Q_{pR} = 0,60 \times 4 = 2,4 \text{ kN/m}$$

VII.4.2. Actions variables

- **Charge du trafic**

Pour le dimensionnement de la structure on a utilisée les charges dues au trafic routier et de construction de 10 kN/m^2 .

$$Q_{CT} = 10 \times 1,00 = 10 \text{ kN/m}$$

- **Charge ferroviaire**

Les actions dues aux circulations ferroviaires sont représentées par moyen de modèles de charge données par l'EN 1991-2. On définit les modèles de charges ferroviaires, où l'on représente d'une part le trafic normal des lignes principales (modèle de charge 71 - UIC-71), et d'autre part la charge lourde exceptionnelle (modèle de charge SW/0 - SW/2).

Ces modèles présentent la configuration suivante :

- Modèle de charge UIC-71

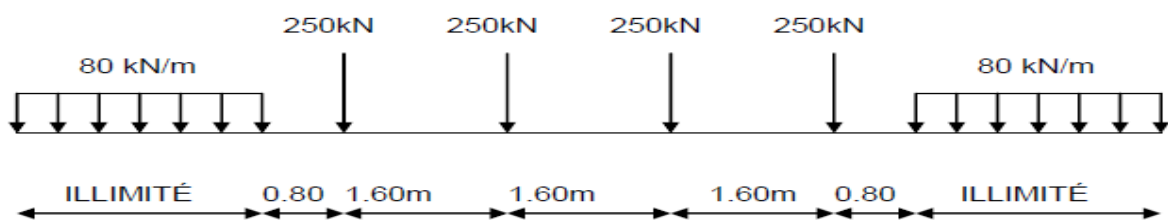


FIGURE.VII.3. Modèle de charge UIC-71

- Modèle de charge SW/0

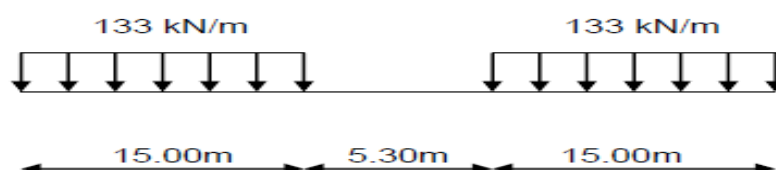


FIGURE.VII.4. Modèle de charge SW/0.

- Modèle de charge SW/2 – Charge lourde

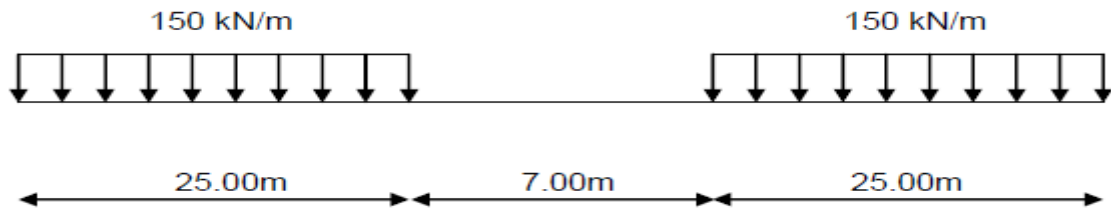


FIGURE.VII.5. Modèle de charge SW/2.

La valeur du train Type UIC-71 se multipliera par le coefficient de classification α dont la valeur prise est égale à 1.10 et 1,20 pour le train du type SW/2 (code UIC 776-1).

La distribution transversale des charges est effectuée selon les schémas suivants :

-Modèle de charge UIC-71

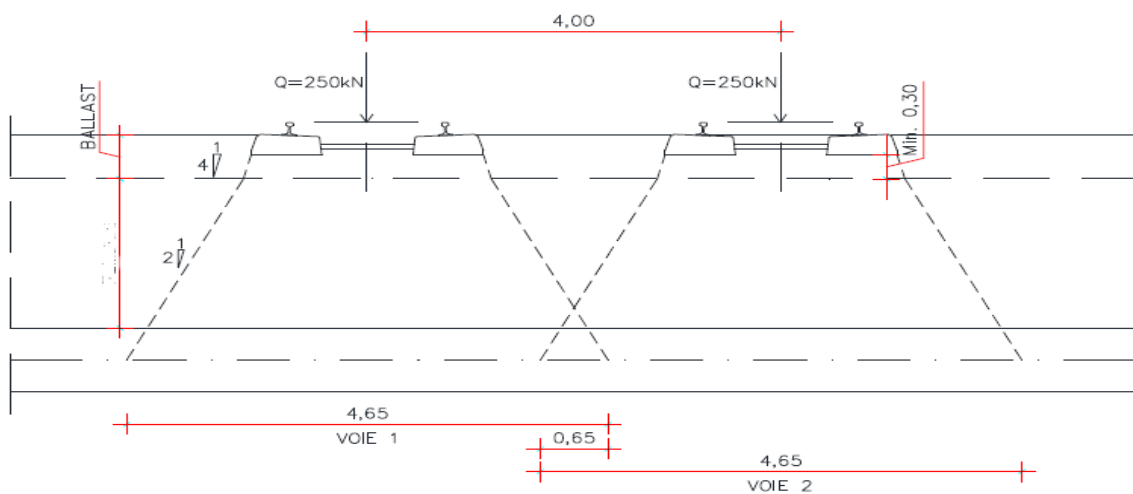
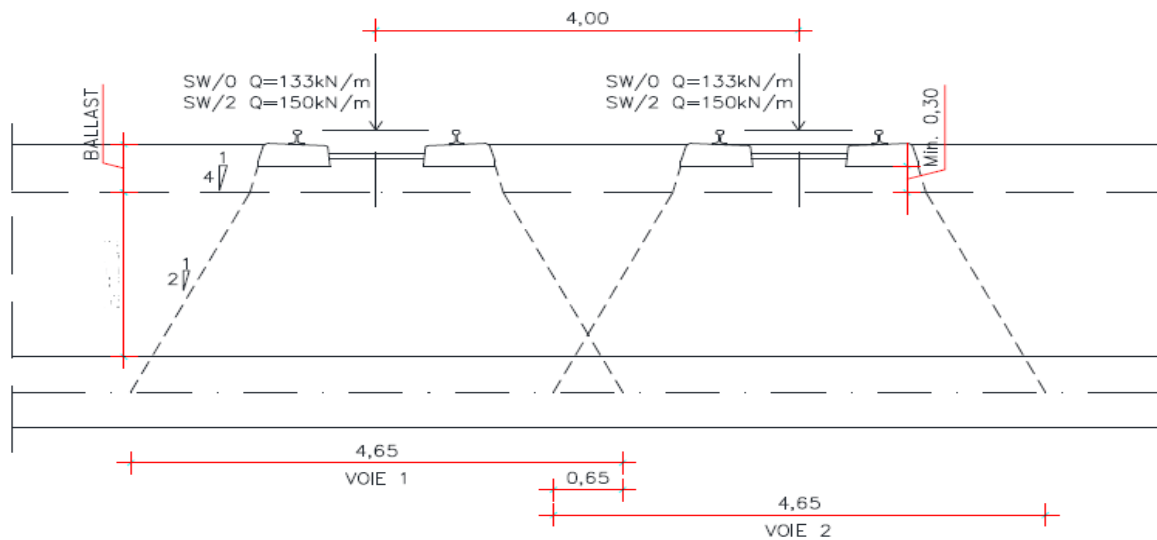


FIGURE.VII.6. Distribution transversale de charge UIC-71.

$$\sigma_{CV} = \frac{250}{2 \times (2 \times 0,65 + 0,84)(2 \times 0,65 + 0,29)} \times 1,1 = 40,70 \text{ kN/m}^2$$

-Modèle de charge SW/0 et SW/2**FIGURE.VII.7.** Distribution transversale de charges SW/0 et SW/2.

$$\sigma_{CVsw/0} = \frac{133}{2 \times (2 \times 0,65 + 0,84)(2 \times 0,65 + 0,29)} = 19,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{CVsw/2} = \frac{150}{2 \times (2 \times 0,65 + 0,84)(2 \times 0,65 + 0,29)} \times 1,2 = 26,40 \text{ kN/m}^2$$

On prendra en compte la valeur du chargement le plus défavorable donnée par le modèle UIC-71.

$$q_{cv} = 40,70 \times 1,00 = \mathbf{40,70 \text{ kN/m}}$$

VII.4.3 Les différentes phases de calcul

VII.4.3.1. La géométrie du modèle

La géométrie de l'ouvrage est considérée en (2D) : 62 m de largeur sur 30 m de profondeur. Ce modèle est représenté sur la figure VII.3.1.

Les conditions aux limites sont choisies par défaut (déplacements libres sur les deux côtés verticaux et bloqués au fond).

Le site est composé de trois couches de sol :

- 0,00 à 3,00 m, (**Rsl**) : une couche de Remblais récents sablonneux à limoneux ;
- 3,00 à 12,00 m, (**SI**) : une couche de Sable limoneux;
- > 12,00 m, (**Sds**) : une couche de Sédiments sablonneux à limoneux.

• Niveau d'eau

Le niveau de la nappe phréatique est situé à environ 13 mètres de profondeur.

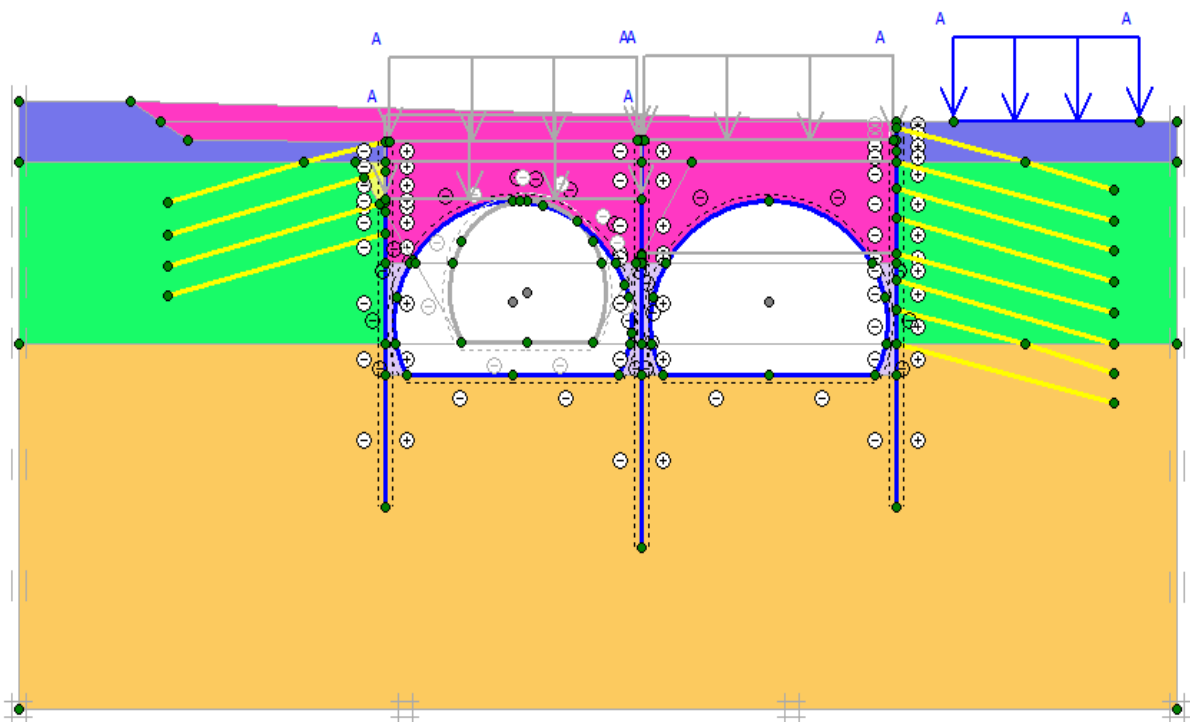


FIGURE.VII.8. Géométrie du modèle du tunnel à l'état final sur Plaxis 2D.

VII.4.3.2. Paramètres de calcul

- Paramètres de calcul des unités géotechniques

Tableau .VII-1 : Paramètres de calcul des unités géotechniques.

Unité	Modèle	$\gamma_{non\ sat}$ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C' (kN/m ²)	ϕ' (°)	E' (kN/m ²)	ν
Rsl	Mohr-Coulomb	19,00	20,00	0,00	23,00	15 000	0,35
Sl	Mohr-Coulomb	20,00	21,00	0,00	25,00	25 000	0,30
Sds	Mohr-Coulomb	22,00	23,00	25,00	30,00	100 000	0,30
Remblais	Mohr-Coulomb	20,00	21,00	10,00	28,00	45 000	0,35
Sl-tunnel	Mohr-Coulomb	20,00	21,00	0,00	25,5	15 000	0,30
Béton de remplissage	Linéaire élastique	25,00	/	/	/	30x10 ⁶	0,20

- Paramètres de calcul des structures

Tableau .VII-2 : Paramètres de calcul des unités de structures type plaques.

Structure		Modèle	E·A [KN/ml]	E·I [KNm ² /ml]	W [KN/m/ml]	ν [-]
Pieux	Extérieurs	Élastique	1,257·10 ⁷	5,027·10 ⁵	10,47	0,2
	Centraux	Élastique	1,676·10 ⁷	6,702·10 ⁵	13,95	0,2
Tunnel existant	Voûte	Élastique	3,000·10 ⁶	8.500	20,00	0,2
	Radier	Élastique	1,200·10 ⁷	1,600·10 ⁵	10,00	0,2
Tunnel nouveau	Voûte	Élastique	1,500·10 ⁷	3,125·10 ⁵	12,50	0,2
	Pied droit voûte	Élastique	2,640·10 ⁷	1,704·10 ⁶	22,00	0,2
	Radier	Élastique	1,950·10 ⁷	6,866·10 ⁵	16,25	0,2

- Paramètres de calcul structures type point fixe

Tableau .VII-3 : Paramètres de calcul des unités de structures type point fixe.

Structure	Modèle	E·A [KN/ml]	L [m]
Étai	Élastique	$7,230 \cdot 10^6$	5,00

- Paramètres de calcul structures type géomailles

Tableau .VII-4 : Paramètres de calcul des unités de structures type géomailles.

Structure	Modèle	E·A [KN/ml]	Np [KN/ml]
Clous	Élastoplastique	$1,126 \cdot 10^5$	180,00

Remarque

Rappelons que dans cette étude on a choisi d'utiliser le critère de MOHR-COULOMB dont la théorie est explicitée en annexe. Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, ϕ , et l'angle de dilatance ψ .

VII.4.3.3. Génération du maillage

Le maillage du modèle de référence en déformation plane se fait par des éléments triangulaires à 6 nœuds. Le nombre d'éléments est de 1988 éléments et le nombre des nœuds est de 4480 nœuds, en choisissant le maillage " très fin" (*very fine*) comme le montre la figure VII.9.

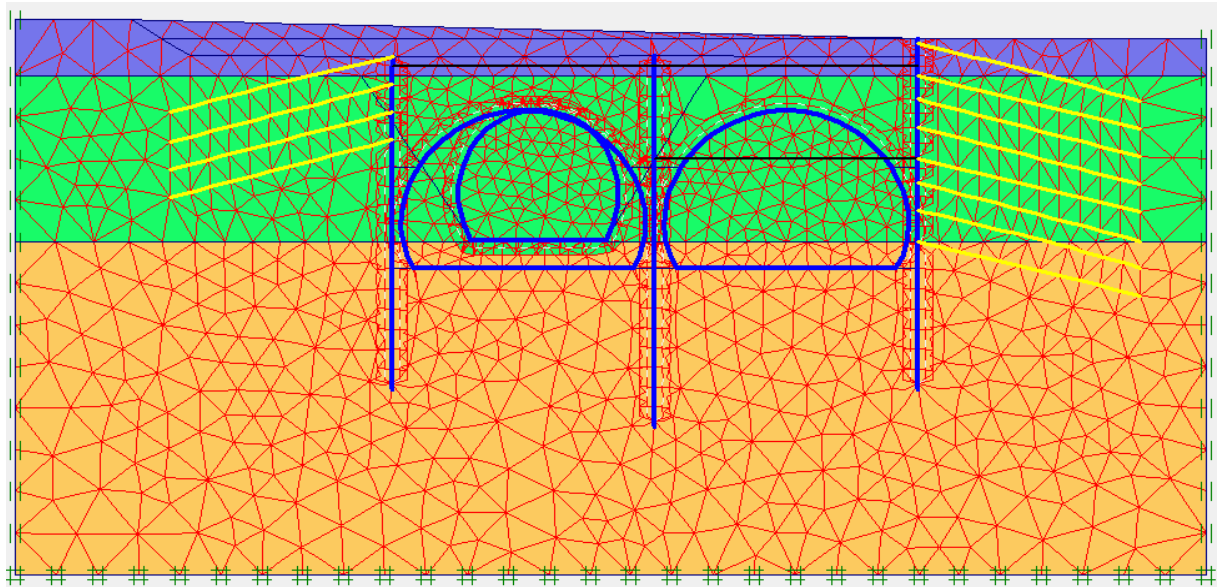


FIGURE.VII.9. Génération du maillage.

VII.4.3.4. Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que les contraintes effectives initiales.

Dans notre cas le niveau de la nappe phréatique est situé à 13 m de profondeur. Pour le calcul des contraintes effectives initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes effectives initiales comme le montre la figure VII.12.

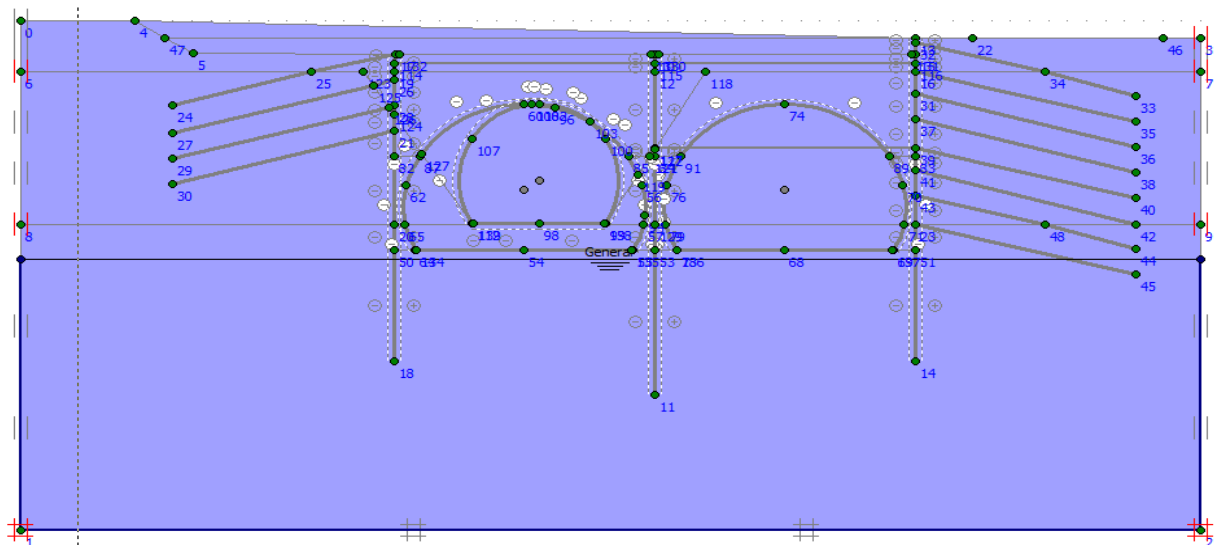


FIGURE.VII.10. Génération de la nappe phréatique.

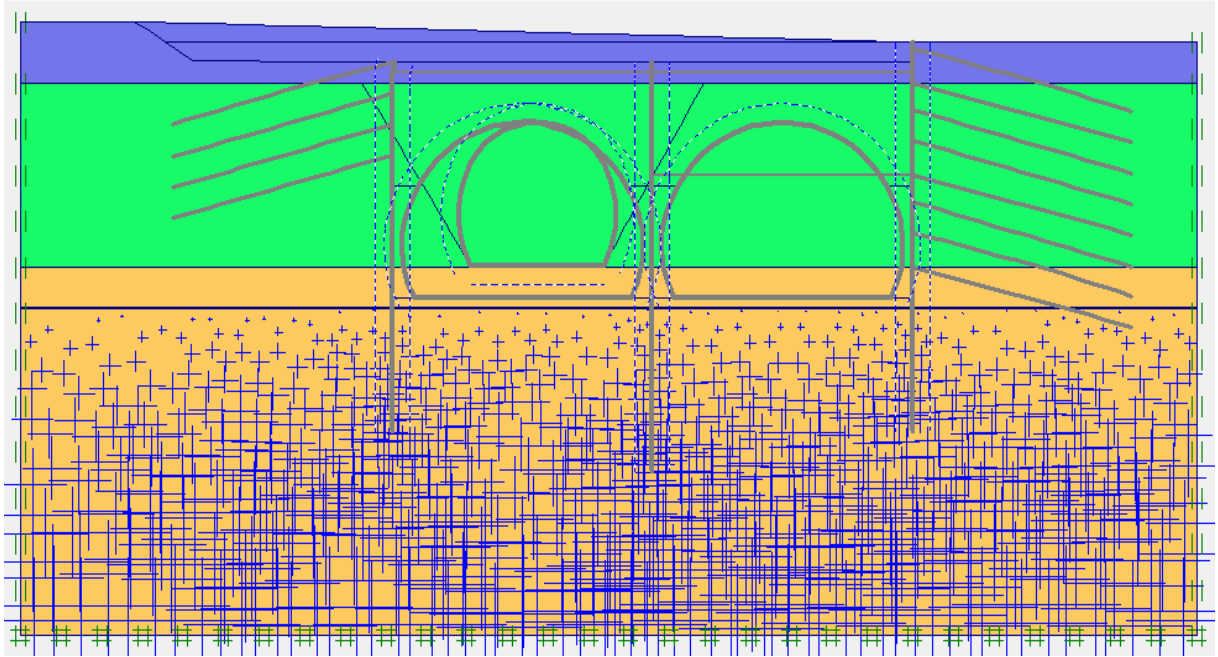


FIGURE.VII.11.Génération des pressions interstitielles.

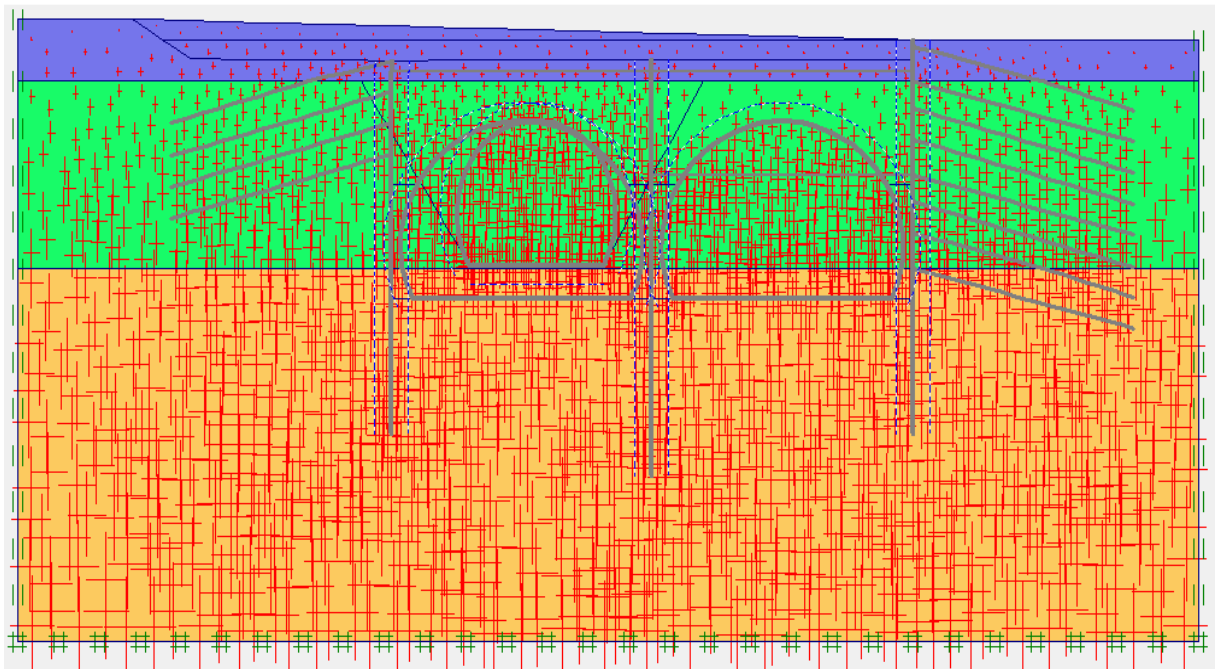


FIGURE.VII.12.Génération des contraintes effectives initiales.

VII.4.3.5. Procédure de calculs

Phase 0 : Conditionnes initiales

Phase 1 : Tunnel existant + Surcharge trafic

Phase 2 : Pré excavation

Phase 3 : Exécution pieux

Phase 4 : Pré excavation côté droit

Phase 5 : Exécution de l'étai supérieure côté droit

Phase 6 : Excavation partielle côté droit

Phase 7 : Exécution de l'étai inférieur côté droit

Phase 8 : Excavation à maxima profondeur côté droit

Phase 9 : Exécution de la radier côté droit

Phase 10 : Désactiver l'étai inférieur côté droit

Phase 11 : Exécution du tunnel droit

Phase 12 : Remblai partial côté droit

Phase 13 : Désactiver l'étai supérieur côté droit

Phase 14 : Remblai côté droit

Phase 15 : Pré excavation côté gauche

Phase 16 : Exécution de l'étai supérieure côté gauche

Phase 17 : Excavation partielle côté gauche

Phase 18 : Excavation à maxima profondeur côté gauche

Phase 19 : Exécution de la radier côté gauche

Phase 20 : Exécution du tunnel gauche

Phase 21 : Remblai partial côté gauche

Phase 22 : Désactiver l'étai supérieur côté gauche

Phase 23 : Remblai côté gauche

Phase 24 : Urbanisation.

VII.4.3.6. Principaux résultats

On s'intéressera aux déformations maximales des éléments structuraux indiquée par:

- Les diagrammes des déplacements ;
- Les diagrammes des effort tranchants ;
- Les diagrammes des moments fléchissant ;
- Les diagrammes de l'effort normal.

VII.4.3.6.1. Déformation du maillage

La déformation du maillage et des éléments structuraux est représentée sur la figure VII.12. On note un déplacement total maxima de $7,76 \times 10^{-3}$ m.

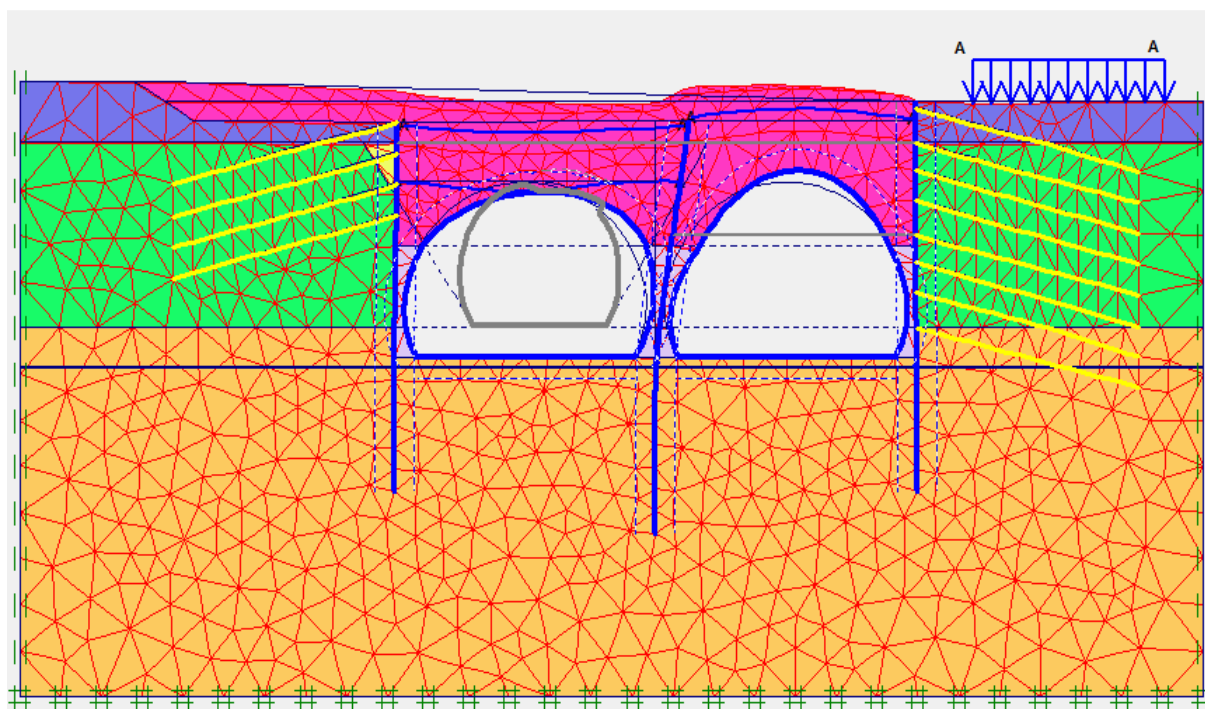
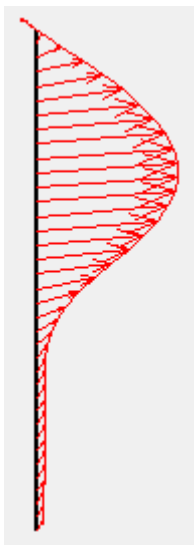
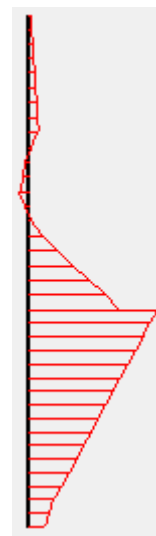


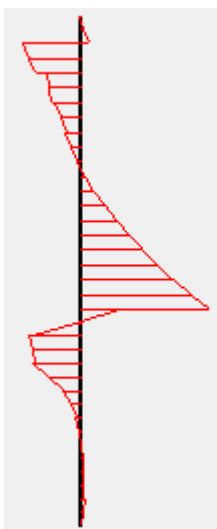
FIGURE.VII.13. Déformation du maillage.

VII.4.3.6.2. Déformation des éléments structuraux**• Pieux**

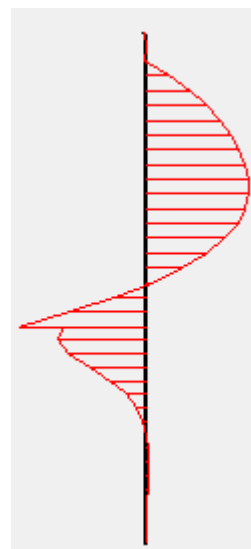
Déplacement total max



Effort normal max



Effort tranchant max



Moment fléchissant max

FIGURE.VII.14. Les différents diagrammes des efforts et du déplacement.

- voute

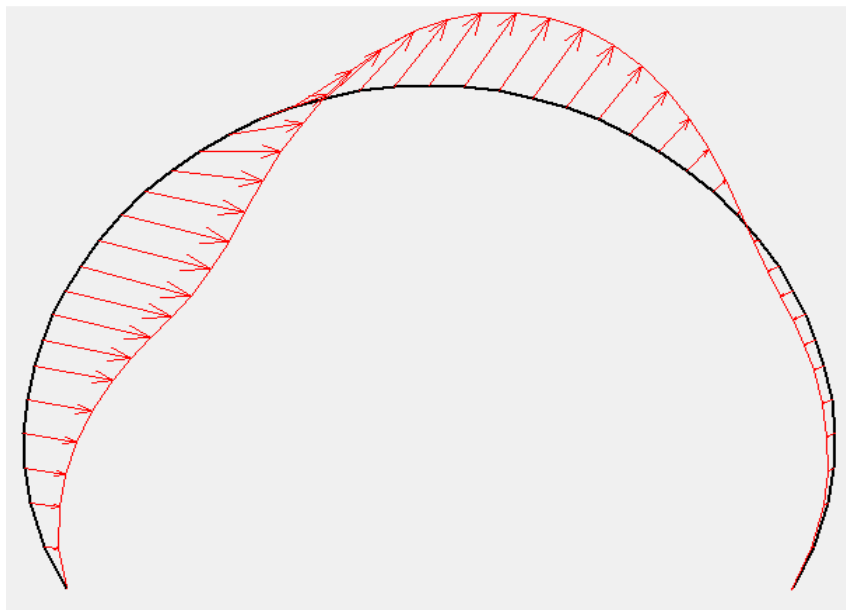


FIGURE.VII.15. Diagramme déplacement.

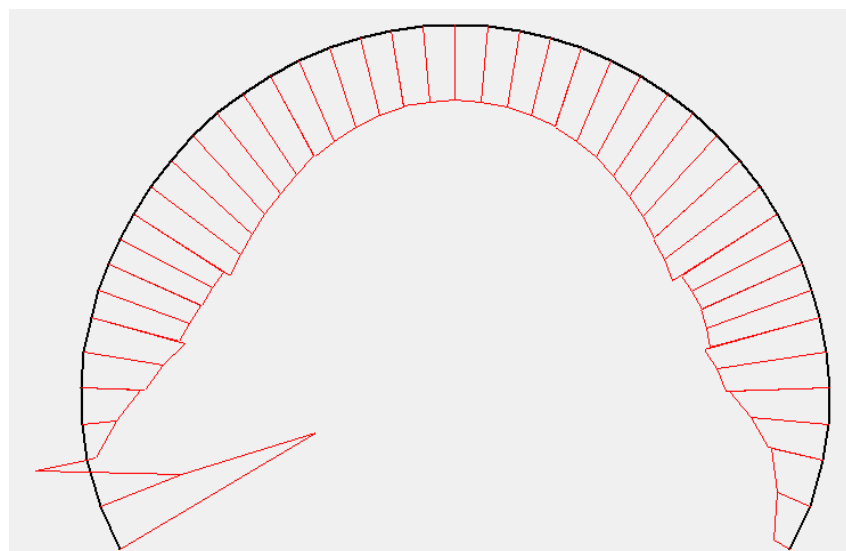


FIGURE.VII.16. Diagramme d'effort normal.

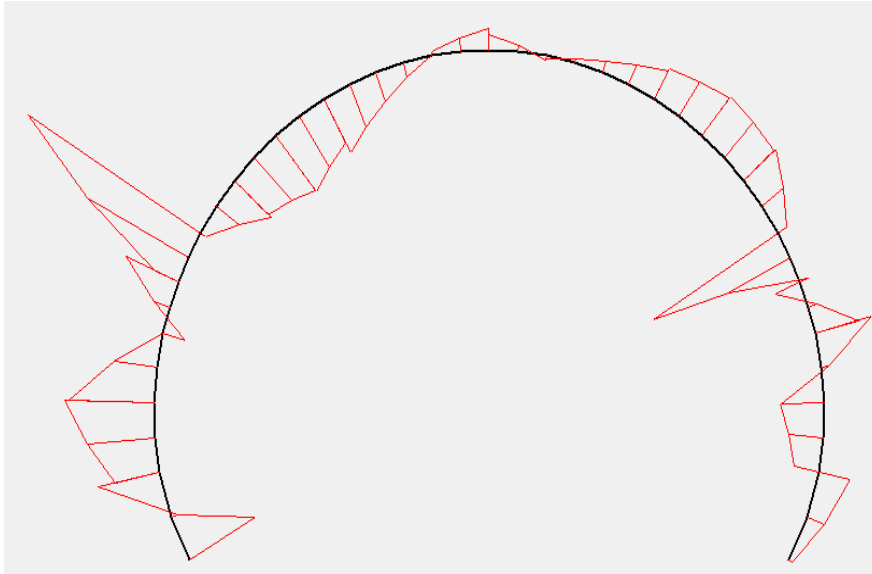


FIGURE.VII.17. Diagramme d'effort tranchant.

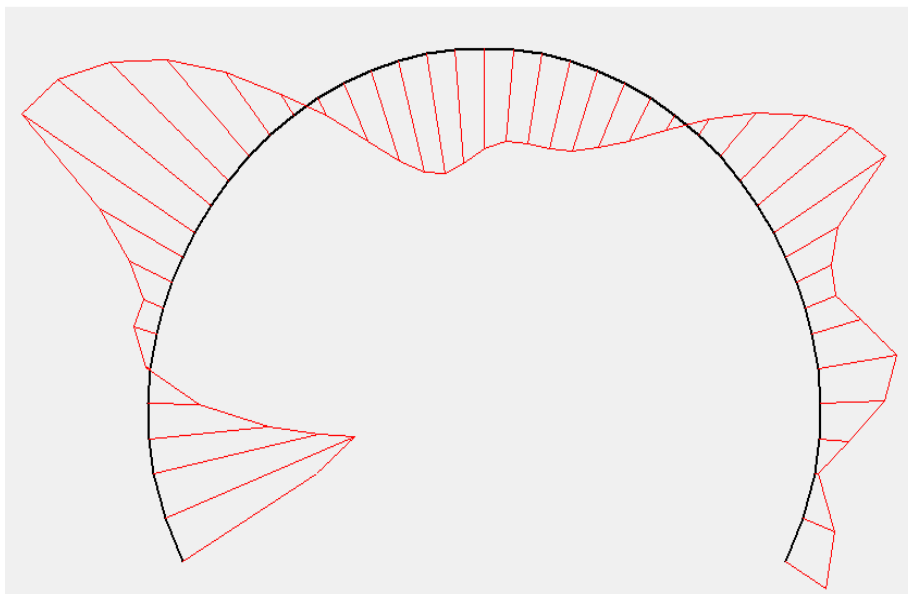


FIGURE.VII.18. Diagramme du moment fléchissant.

- Radier

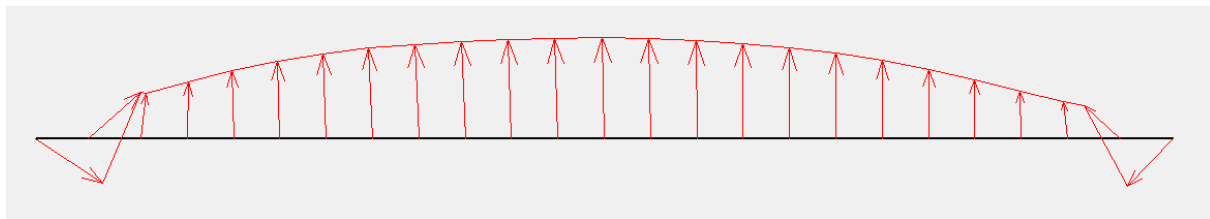


FIGURE.VII.19. Diagramme Déplacement.

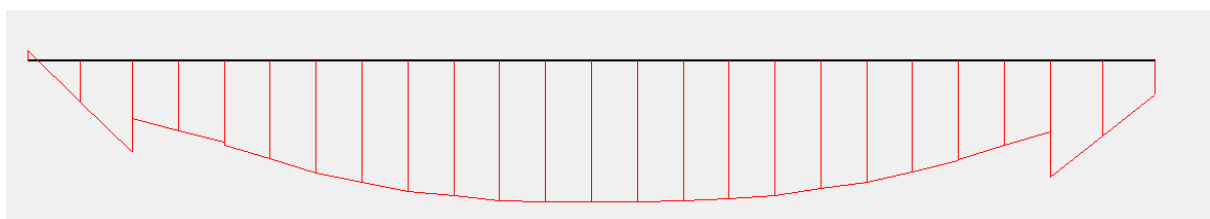


FIGURE.VII.20. Diagramme d'effort normal.

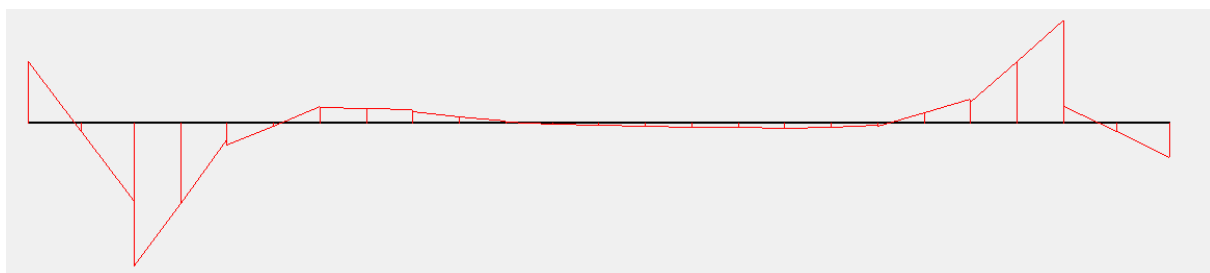


FIGURE.VII.21. Diagramme d'effort tranchant.

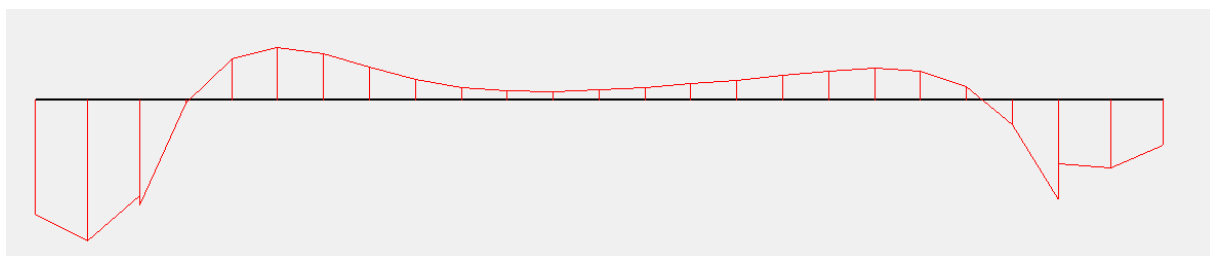


FIGURE.VII.22. Diagramme des Moment fléchissant.

VII.4.3.6.3. Récapitulatif des résultats

Les principaux résultats obtenus par le logiciel Plaxis sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau .VII-5 : Les différents efforts max des différents éléments structuraux du tunnel.

	Effort normal max [Kn/ml]	Effort tranchant max [Kn/ml]	Moment fléchissant [Kn.m /ml]
Voûte	0	135,65	224,58
Pied droit	0	179,28	352,46
Radier	352,39	407,79	306,77
Pieux	83.79	629.63	892.26

Tableau .VII-6 : L'effort axial max dans les clous.

	L'effort axial max [kN/ml]
Clous	88,28

VII.5. Calcul dynamique

PLAXIS nous permet de simuler un séisme en introduisant la valeur de l'accélération Horizontale du sol.

Cette valeur peut être déduite directement du tableau. VI.7. pour cela nous devons tenir compte de certains paramètres relatifs à la nature de l'ouvrage et à la zone géographique.

Boumerdes se trouve en Zone III : sismicité élevée.

Notre ouvrage est classé dans le Groupe 1A : Ouvrages de grande importance.

On conclue donc que le coefficient d'accélération est de l'ordre de 0,4g.

Tableau .VII-7: Coefficient d'accélération de zone A (tableau 3.1. du RPOA)

Groupe	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Pour le calcul dynamique, le logiciel définit des conditions de contourne absorbantes, ces conditions appliquent un déplacement prescrit tel que, $u_x = 0,01$ m.

Aussi, le logiciel applique un amortissement de Rayleigh aux matériels, front à des charges dynamiques produites par les séismes.

Cet amortissement est défini par les paramètres α_R y β_R :

Tableau .VII-8: Paramètres de calcul sismique

Type d'élément	α_R	β_R
Elément en béton	0,269	$4,55 \times 10^{-3}$
Elément sol	0,685	$6,94 \times 10^{-3}$

Les charges dynamiques ont été appliquées à partir d'accélérogrammes du séisme de Boumerdes 2003.

Trois accelérogrammes ont étaient pris en considération :

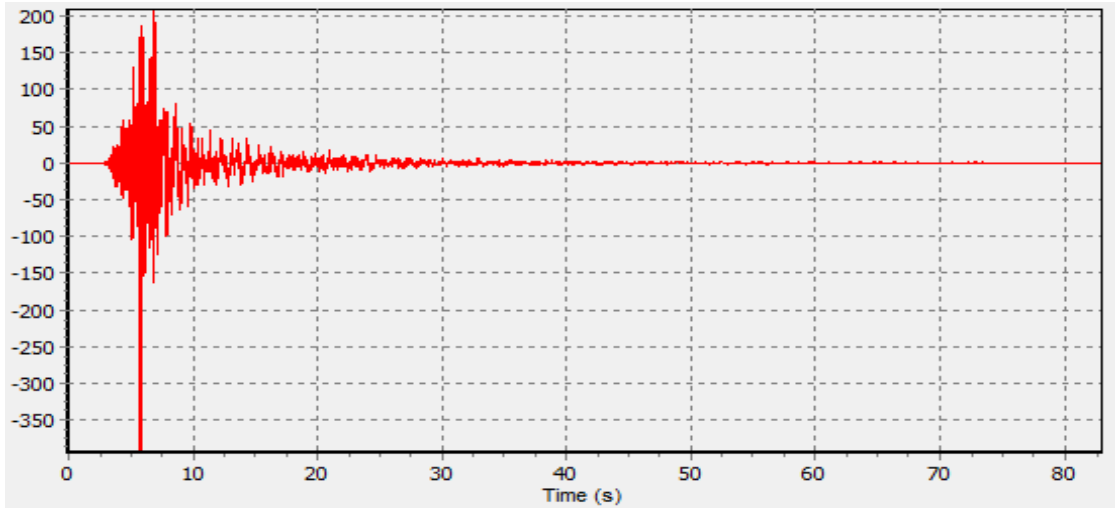


FIGURE.VII.23. Composante EW.

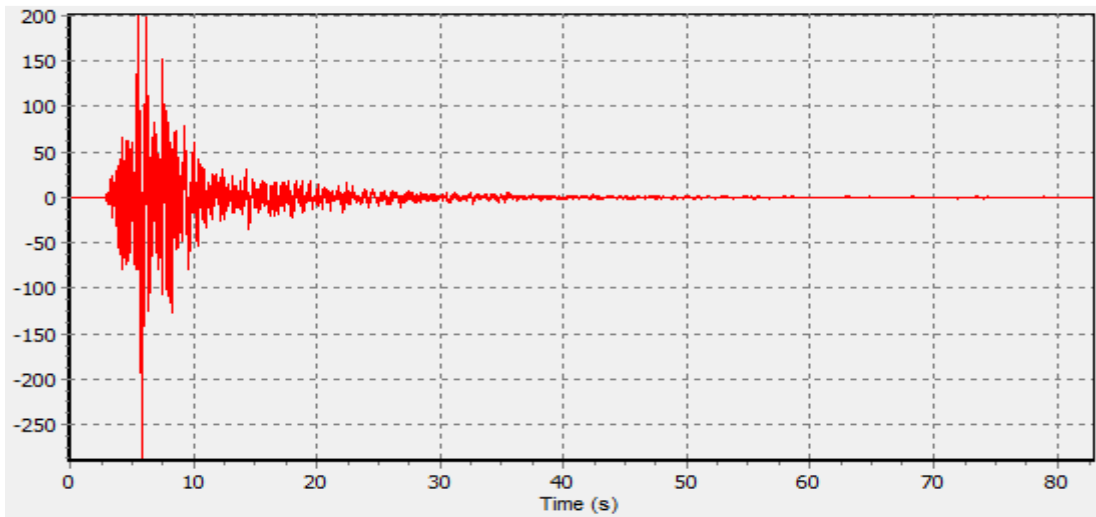


FIGURE.VII.24. Composante NS.

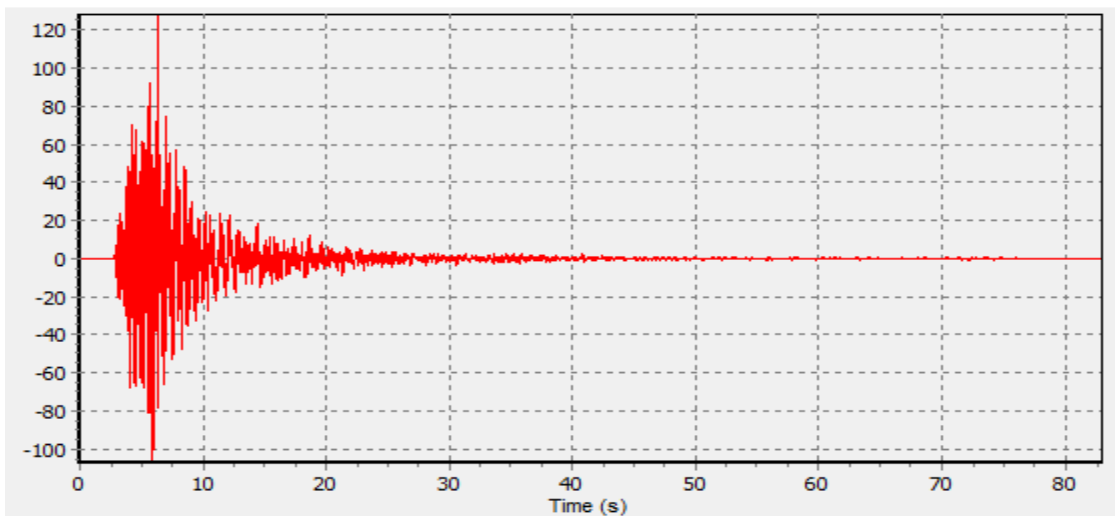


FIGURE.VII.25. Composante V.

VII.5.1. Déformation du maillage

La déformation du maillage et des éléments structuraux est représentée sur la figure VII.12. On note un déplacement total maximal de $29,88 \times 10^{-3} \text{ m}$.

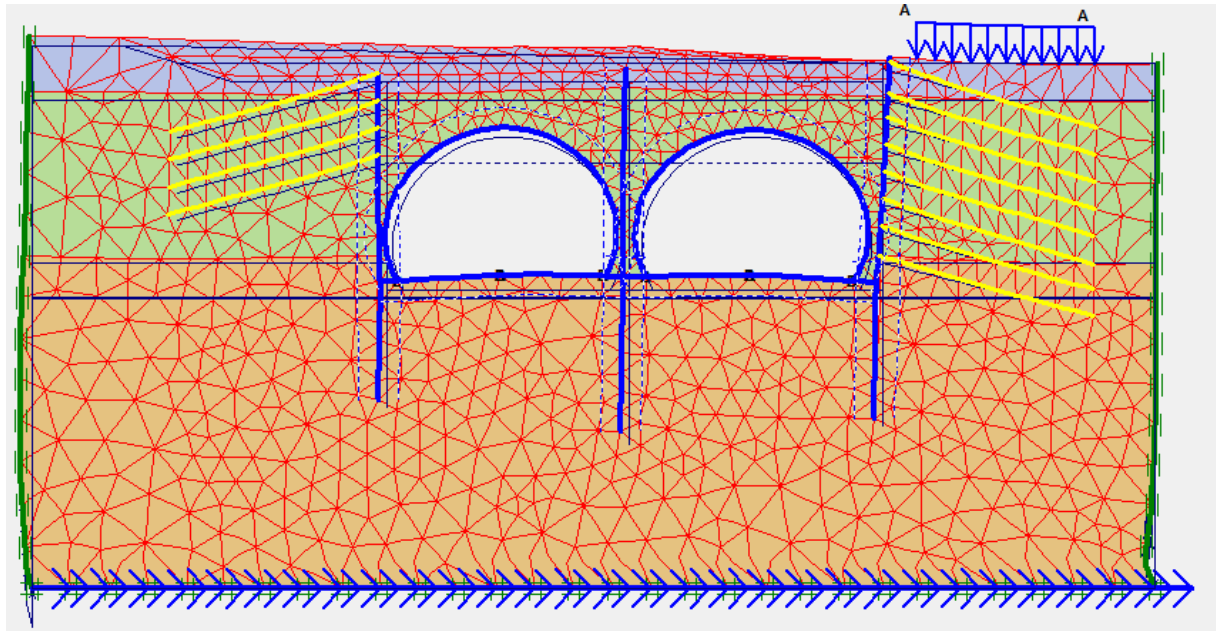


FIGURE.VII.26. Déformation du maillage (cas dynamique).

Les principaux résultats obtenus par le logiciel Plaxis pour le cas dynamique sont présenté dans les tableaux suivants :

Tableau .VII-9 : Les différents efforts max des différents éléments structuraux du tunnel.

	Effort normal max [Kn/ml]	Effort tranchant max [Kn /ml]	Moment fléchissant [Kn.m /ml]
Voûte	0	191,80	299,17
Pied droit	0	378,72	465,65
Radier	697,60	669,93	686,81
Pieux	202,66	244,39	205,49

Tableau.VII-10 : L'effort axial max dans les clous.

	L'effort axial (kN/m)
Clous	110,42

VII.6.Vérification des clous

- L'effort maximale repris par les clous est

$$T = 110,42 \times 1,2 = 132,50 \text{ kN.}$$

- Le diamètre nécessaire pour les clous est donné par

$$A_{s,nécess} = \frac{T}{\sigma_e/\gamma_s}$$

$$A_{s,nécess} = \frac{132,50}{500/1,4} \times 1000 = 371 \text{ mm}^2$$

$$A_{sclous} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3,14 \times 25^2}{4} = 490,63$$

$$A_{s,nécess} < A_{sclous} \longrightarrow \text{Vérfifié.}$$

VII.7. Ferrailage

VII.7.1. Détermination du ferrailage des pieux

Après l'analyse des phases de calculs on repère le moment fléchissant et l'effort tranchant les plus défavorables pour calculer le ferrailage nécessaire selon le BAEL (Béton Armé aux États Limites) afin d'assurer la stabilité des pieux au cours des différentes phases.

VII.7.1.1. Armature minimale des pieux

En accord avec RPOA 2008 (Voir chapitre 7.6.2) la quantité minimum d'armature à disposer est :

- **Armatures Longitudinales**

Nombre minimal de barres	6
Diamètre minimal	12mm
Quantité minimum d'armature	$\geq 0.5\% \cdot A_c$
Quantité maximale d'armature	$\leq 3\% \cdot A_c$
$\varnothing=80\text{cm}$	$A_c=5026.5\text{cm}^2$
$A_s, \text{ min} = 0.5/100 \cdot 5026.5 = \mathbf{25.13\text{cm}^2/\text{m}}$	
$A_s, \text{ max} = 3/100 \cdot 5026.5 = \mathbf{150.8\text{cm}^2/\text{m}}$	

- **Armatures transversales**

Armature minimale :

Diamètre minimal 10mm

Espacement maximal : $12\phi_l$

Le résultat du ferrailage obtenu par le logiciel EXPERT est le suivant :

VII.7.1.2. Ferrailage longitudinal

Calcul de Section en Flexion Composée.

- **Hypothèses**

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

- **Section**

Diamètre $D = 80,0$ (cm)

Rayon pieu = 0.40 m

Enrobage, $d = 7,5$ (cm)

M : 892.26 kN.m/ml

N : 83.79Kn/ml

$A_s = 98,17\text{cm}^2/\text{m} > A_{s\text{min}} = 25,13\text{cm}^2/\text{m}$ ok

V : 629.63kN/ml

Soit A_s : 20Ø25

$St = 10.2$ cm

A_s .t: 1Ø16

$St = 20$ cm

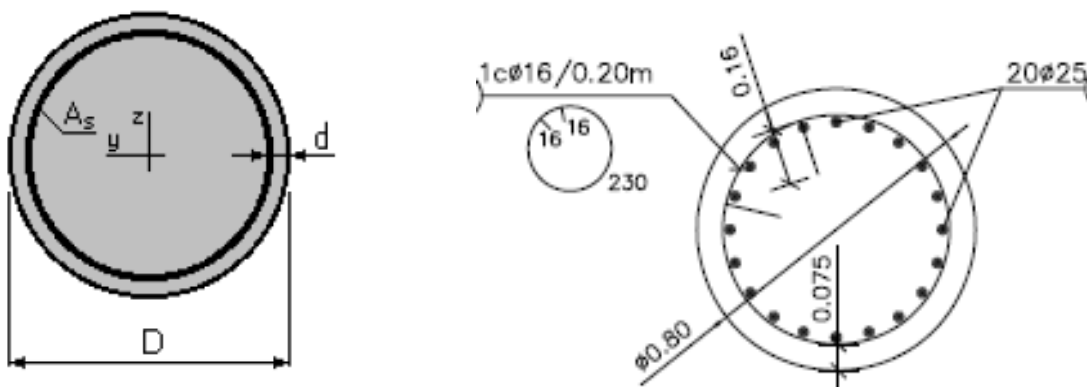


FIGURE.VII.27. Section de ferrailage du pieu.

VII.7.2. Détermination du ferrailage du tunnel

On calcule le ferrailage nécessaire selon le BAEL (Béton Armé aux États Limites).

Le ferrailage est donné pour un **tronçon de 1m** de revêtement dans le sens longitudinal du tunnel.

Le résultat du ferrailage obtenu par le logiciel EXPERT est le suivant :

VII.7.2.1. Ferrailage longitudinal

Tableau .VII-11: Ferrailage des éléments du tunnel.

Elément	Armature inférieure Cm ²	Armature supérieure Cm ²
Voûte	15,46 \Rightarrow 7 \emptyset 20	15,46 \Rightarrow 7 \emptyset 20
Pied droit	11,50 \Rightarrow 7 \emptyset 16	11,50 \Rightarrow 7 \emptyset 16
Radier	19,89 \Rightarrow 5 \emptyset 20+2 \emptyset 25	19,89 \Rightarrow 5 \emptyset 20+2 \emptyset 25

Le ferrailage minimal nécessaire pour les éléments du tunnel est :

$$A_{smin} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau .VII-12: Ferrailage minimales des éléments du tunnel.

Elément	Armatures minimales Cm ²
Voûte	4,97
Pied droit	11,83
Radier	6,50

$A_{smin} < A_s$ \Rightarrow Condition vérifiée pour tous les éléments.

VII.7.2.2. Ferrailage transversal

La fissuration étant peu préjudiciable on a la relation suivante pour des armatures à 90°:

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d} < \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ FPP} \Rightarrow \text{(BAEL)}$$

$$S_{t \max} = \min (0,9d ; 40\text{cm}).$$

Tableau .VII-13:Récapitulatif de la vérification de l'effort tranchant.

Elément	Vu (kN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	St
Voûte	191,80	0,43	4	30
Pied droit	378,72	0,35	4	30
Radier	669,93	1,15	4	30

Donc la condition $\tau_u < \overline{\tau_u}$ est vérifiée pour l'ensemble des éléments du tunnel.

On remarque qu'il n'y a pas nécessité de ferrailer le revêtement à l'effort tranchant le béton seul peut reprendre l'effort tranchant. On disposera des **cadres de Ø8** espacés de **30cm** comme armature de montage.

VII.7.2.3. Armatures de répartition

Nous disposons des armatures de répartition parallèlement à l'axe du tunnel tel que :

$$A_r \frac{A_s}{4} = 4,97 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T } 14/\text{ml}.$$

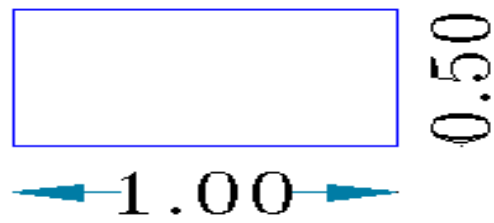
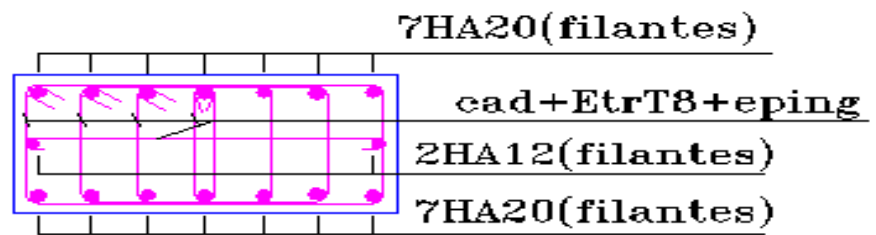


Figure.VI. 28: Ferrailage de la voûte.

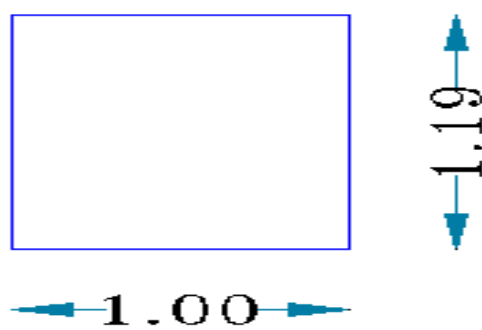
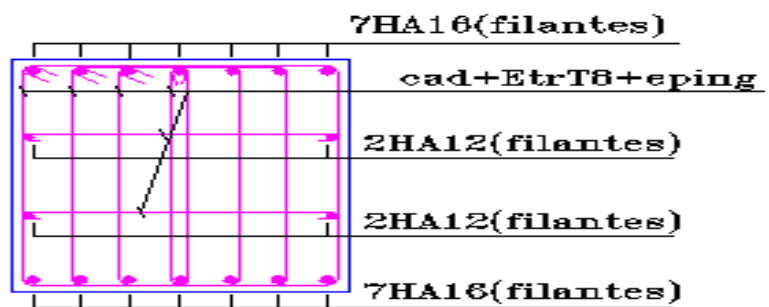


Figure.VI. 28: Ferrailage du pied droit.

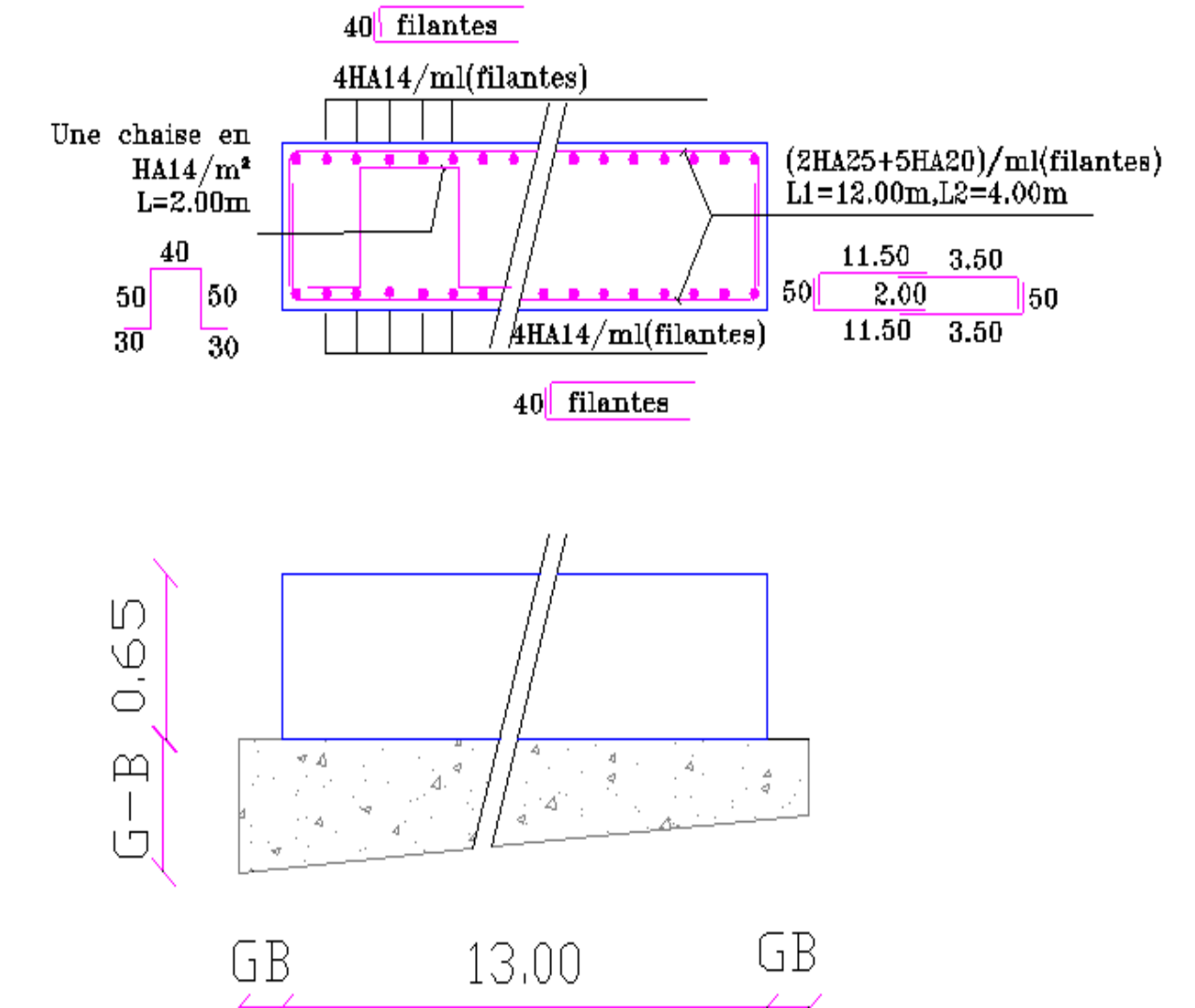


Figure.VI. 28: Ferrailage du radier.

CONCLUSION

GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La construction d'un tunnel en souterrain est l'un des travaux les plus complexes dans le domaine du génie civil, vu qu'elle est :

- Premièrement très coûteuse (les machines de creusement, la grande quantité des matériaux à exploiter...).
- Deuxièmement elle est très compliquée à réaliser, vu l'impossibilité de maîtriser la totalité des paramètres qui entrent dans la réalisation de l'ouvrage. C'est ainsi que l'appréciation, le jugement et l'expérience de l'ingénieur sont ici encore plus qu'ailleurs nécessaires dans le domaine de la réalisation.

L'expérience de l'ingénieur doit toujours compléter et éventuellement corriger les résultats du calcul théorique qui ne sont pas toujours aussi significatifs que la réalité, puisque chaque chantier est un cas particulier dans la réalisation des ouvrages souterrains.

Ce mémoire nous a permis de faire le point sur :

- Les étapes nécessaires pour la réalisation de l'ouvrage, en citant essentiellement les méthodes de construction à ciel ouvert.
- Le rôle important des clous pendant les différentes phases d'excavation.
- La coordination entre ingénieurs, géologues, et géotechniciens, chacun dans son domaine, peut rendre toute chose réalisable dans les domaines souterrains, sans oublier bien sûr les moyens nécessaires pour la réalisation.
- L'utilisation du logiciel PLAXIS pour la modélisation des éléments constituant chacune des deux phases de la réalisation du tunnel (écran en pieux et revêtement définitif). Le logiciel permet de modéliser les couches de sol ainsi que l'ouvrage en question d'une part et de déterminer les efforts et les déformations dans l'ouvrage et éventuellement dans le sol d'autre part.
- Le logiciel EXPERT nous a permis de calculer le ferrailage nécessaire des différents éléments structuraux du tunnel à partir des résultats obtenus par la modélisation.

Enfin, les plus grandes difficultés rencontrées ont été la collecte des informations, l'absence d'un règlement et d'une documentation spécifique pour les tunnels en Algérie ainsi qu'un effectif humain spécialisé (enseignants, ingénieurs, ...) maîtrisant la conception, l'étude et la réalisation des tunnels . C'est pourquoi nous suggérons :

- La mise en œuvre d'une base de données regroupant les résultats des différentes prospections et essais réalisés.
- La mise en application d'une réglementation pour les ouvrages souterrains.
- L'investissement dans la formation des cadres supérieurs et des ingénieurs spécialisés dans les ouvrages souterrains.

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

BIBLIOGRAPHIE

[1] (ADDITIF 2002 aux Recommandations CLOUTERRE ,1991) "pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. " Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

[2] Anne BOUVARD-LECOANET, Guy COLOMBET, François ESTEULLE.OUVRAGES SOUTERRAINS.Conception,Réalisation,Entretien. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussée.1992.

[3] C.BRICE, P.KAROLOS « Projet de recherche documentaire– Techniques de construction de tunnels en milieu urbain », U.L.B– Faculté des Sciences Appliquées.

[4] C .CHERCHALI, TUNNEL Calcul des tunnels à ciel ouvert Tome 4 (O.P.U 1993).

[5] Djeddi Mabrouk : Sismicité de la Région d'Alger : Analyse et synthèse des connaissances actuelles. 35pp, 20 figures, 4 tableaux. Laboratoire de Physique de la Terre, Université M'Hamed Bougara Boumerdes - Algérie ,2013. <http://djeddimabrouk.fr.gd/>.

[6] DEGHOUL Djaffar,Contrôle et suivi de l'exécution d'une tranchée ouverte par soutènement en parois verticale (pieux) pour la réalisation d'un tunnel à deux tubes dans la ville de Thénia.mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de technicien supérieur en travaux publics.ISFPK2014.

[7] Didier Fau. Le clouage des sols. Application au soutènement de fouille. Etude expérimentale et dimensionnement. Mécanique [physics.med-ph]. Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées,1987.Français. <tel-00529959>

[8] Dossier pilote des tunnels, Ministère de l'Equipement, des Transports et du Logement– direction des routes, Juillet 1998.

[9] Jean-Pierre GIGAN. Chef du groupe Géologie - Mécanique des sols Laboratoire régional de l'Est parisien (Le Bourget). Applications du clouage en soutènement Paramètres de conception et de dimensionnement des ouvrages. mai-juin 1986.

[10] Ministère des Ressources en Eau Agence de Bassin Algérois – Hodna – Soummam , Les carnets de l'agence n°01-Mai 2002.

[11] MOUTOU Caroline. Master 1 Géosciences , Dynamique Terrestre et Risques Naturels. Université Montpellier II. Rapport de mécanique des sols : LE CLOUAGE DES SOLS. Mars 2012.

[12] P. BOUQUET « Pieux et palplanches », Techniques de l'Ingénieur, traité de Construction.

[13] R.B.J. BRINKGEREVE, P.A. VERMEER : « PLAXIS Version 8, manuel de référence», DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.

[14] (**Recommandations CLOUTERRE ,1991**) "pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. " Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

[15] Règlement parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. RPOA 2008.

[16] Règles BAEL 91 révisées 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé. Février 2000.

[17] R. HOLTZ, W. KOVACS, « Introduction à la géotechnique », Editions de l'école polytechnique de Montréal, 1991.

[18] Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées. Guide technique. Ouvrages de soutènement. Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois clouées. juillet 2003.

[19] www.ita-aites.org association internationale des tunnels et de l'espace souterrains.

ANNEXE I

I. Méthode des éléments finis

I.1. Principes généraux de la méthode

La méthode des éléments finis est une méthode numérique largement appliquée dans le domaine de la mécanique et de la résistance des matériaux. Beaucoup d'ouvrages y sont consacrés c'est pourquoi ne seront abordés ici que les particularités d'application de la méthode aux ouvrages souterrains. Le principe de base le plus courant en est le suivant :

- le milieu considéré est bi ou tridimensionnel ;
- le milieu continu est divisé par des lignes (ou des surfaces) imaginaires en un certain nombre

d'« éléments finis » ;

-les éléments sont supposés reliés entre eux par un nombre fini de points dits points nodaux situés sur leurs frontières (ce sont généralement les sommets des « éléments » et parfois d'autres points sur les faces ou les arêtes). Ces points nodaux transmettent les efforts d'un élément à l'autre. Les déplacements de ces points nodaux sont les inconnues de base du problème;

- une fonction permet de définir de manière unique le champ de déplacement à l'intérieur de chaque « élément fini » en fonction des déplacements de ses nœuds (il existe une grande variété de types d'éléments et de fonctions d'interpolation) ;
- les fonctions de déplacement définissent donc sans ambiguïté l'état de déformation à l'intérieur d'un élément en fonction des déplacements nodaux et par suite, compte tenu des propriétés rhéologiques du matériau, l'état de contrainte (l'état de contrainte de l'élément est défini en un ou plusieurs points de l'élément appelés points d'intégration) ;
- à partir de ces fonctions de déplacement et des lois rhéologiques choisies, on détermine une relation de raideur qui à tout champ de déplacement sur le solide (défini donc de façon complète par les composantes U des déplacements aux nœuds de la structure) fait correspondre un champ de sollicitations (défini de la même façon par les composantes F des forces aux nœuds). [2]

Cette relation s'écrit

$$\{F\} = [K]. \{U\}$$

$[K]$ est une matrice carrée appelée matrice de rigidité.

Une fois déterminée la matrice de rigidité $[K]$ du système, tout problème consiste donc généralement à résoudre le système linéaire

$\{F\} = [K]. \{u\}$, où les inconnues sont les composantes U du déplacement des nœuds (si l'une de ces composantes est imposée par des conditions aux limites elle est remplacée par la réaction qui en résulte).

Tout chargement se traduit par des forces aux nœuds. Lorsqu'il s'agit d'incrément de charge, les déplacements obtenus sont des incréments de déplacement qui s'ajoutent aux déplacements obtenus lors de l'incrément précédent. Il en est de même pour les contraintes.

La matrice de rigidité $[K]$ peut varier elle aussi en fonction des étapes de calcul (excavation ou suppression d'éléments, soutènements ou adjonction d'éléments) ou en fonction de l'état de contrainte atteint.

I.2. Application au calcul des ouvrages souterrains

La détermination des sollicitations auxquelles est soumis le soutènement d'un ouvrage souterrain est un problème hyperstatique dont les paramètres suivants peuvent être pris en compte par la méthode des éléments finis

- la bi ou tridimensionnalité du problème,
- l'état d'équilibre naturel du milieu (ou état de contrainte initial),
- la géométrie de l'excavation,
- les propriétés de déformation du terrain et son hétérogénéité éventuelle,
- les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments du soutènement ainsi que la nature de son contact avec le terrain,
- les techniques de réalisation de l'ouvrage, les différentes phases d'exécution des travaux, en particulier la non simultanété de l'excavation et la mise en place du soutènement,
- enfin l'évolution dans le temps des pressions exercées par le terrain sur le soutènement. La méthode des éléments finis, grâce au traitement incrémental, permet de tenir compte simultanément de tous ces paramètres. La difficulté vient généralement de la connaissance incomplète que l'on a des conditions naturelles du milieu et de son comportement. C'est donc à ces derniers paramètres que se réfèrent encore les principales hypothèses.

Mais elle remplace avantageusement les méthodes antérieures là où celles-ci ne peuvent plus s'appliquer.

Les calculs bidimensionnels élastiques ou même élasto-plastiques à plusieurs phases modélisant les étapes de construction de l'ouvrage sont maintenant couramment effectués, de même que les calculs tridimensionnels.

Grâce aux pré- et post-traitements (maillage automatique, interprétations graphiques des résultats...) les prix de revient de ces calculs ont beaucoup diminué.

Pour réduire encore le coût de certains calculs complexes, on peut utiliser la méthode des éléments finis, après avoir néanmoins effectué auparavant des analyses paramétriques à l'aide de modèles plus souples d'emploi, tels que ceux proposés par exemple par la méthode Convergence confinement.

Les différents programmes de calcul aux éléments finis diffèrent généralement les uns des autres par leur capacité à introduire des types d'éléments plus ou moins élaborés et des lois rhéologiques variées, par leur capacité incrémentale ainsi que par le développement de leurs pré- et post-traitements.

I.3. Résolution d'un problème type par la méthode des éléments finis

I.3.1. Le maillage et les conditions aux limites

Le modèle sera bi ou tridimensionnel. La symétrie (ou l'antisymétrie) du problème permet parfois de ne traiter que la moitié du modèle en imposant les conditions de symétrie (ou d'antisymétrie) adéquates sur le plan médian.

Les limites du modèle, si elles ne sont pas clairement définies par la géométrie du sous-sol, doivent être placées raisonnablement loin de l'ouvrage pour que les conditions qui y sont imposées n'influent pas sur le calcul des déplacements et des contraintes.

Il est rappelé à ce propos qu'au voisinage de l'excavation, l'incrément de contrainte varie comme $1/r^2$ en fonction de la distance r au centre de l'excavation et que l'incrément de déplacement varie lui comme $1/r$. Ainsi, si on modélise le terrain autour de l'excavation sur une épaisseur de deux diamètres, l'incrément de contrainte à cette limite n'est plus que de 4 % alors que le déplacement vaut encore 20 % du déplacement obtenu à l'intrados. Aussi on peut modéliser le terrain autour de l'excavation sur une largeur de 1,5 à 2 diamètres mais les conditions aux limites sont alors imposées en contraintes et non en déplacement sous peine de rigidifier anormalement le modèle.

Si des conditions de déplacements nuls doivent être imposées aux frontières, il convient de repousser celles-ci de 3 à 5 diamètres de l'excavation.

Si l'excavation doit s'effectuer en plusieurs phases les parties à excaver sont également maillées, ainsi que les éléments de soutènement qui seront introduits par la suite.

Les éléments utilisés sont des éléments de surface (ou de volume), triangles (à 3, 6 ou 7 nœuds) ou quadrilatères (à 4, 8 ou 9 nœuds), des éléments « linéaires » (barres ou poutres), des éléments de joints. Pour obtenir les moments dans un revêtement il faut que le modèle comporte plus de deux points d'intégration dans sa section.

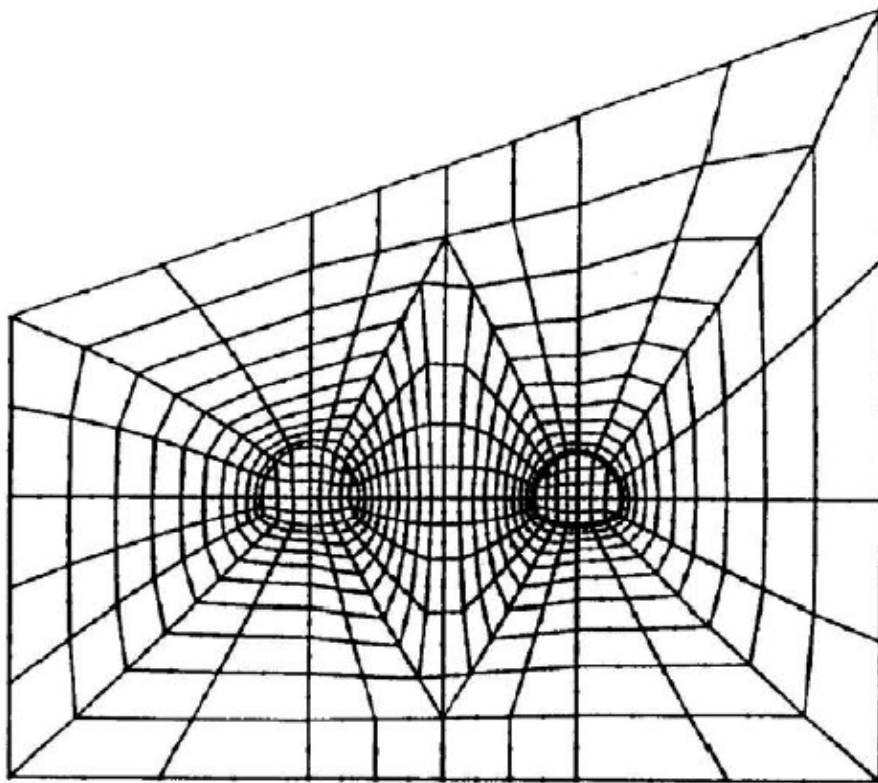


Figure.1a : Maillage bidimensionnel pour l'étude de l'interaction de deux tunnels sous un versant

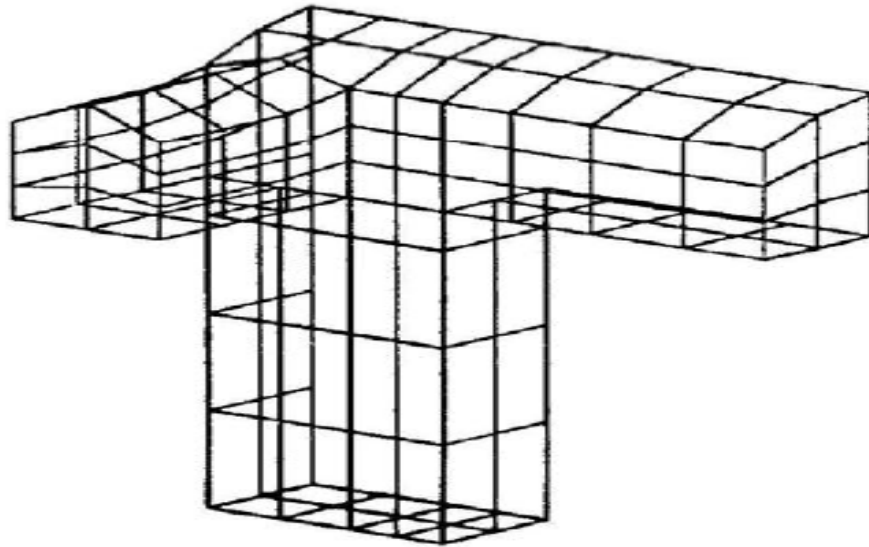


Figure. 1b : Tracé d'un maillage tridimensionnel sur les parois d'une cavité.
(Demi-modèle).

De bons résultats sont obtenus par exemple en modélisant le revêtement par deux épaisseurs d'éléments iso paramétriques à 8 nœuds ces éléments sont rectangulaires avec des nœuds aux 4 sommets et des nœuds au milieu des côtés. Ces éléments à lois d'interpolation paraboliques ont 4 points d'intégration à l'intérieur de l'élément. Deux rangées de tels éléments donnent donc 4 points d'intégration par section.

Deux exemples de maillage sont donnés aux figures 1a et 1b.

I.3.2. Loi rhéologique des matériaux

Si tous les matériaux en présence sont élastiques, on détermine E et ν pour chacun d'entre eux.

Même si le calcul est mené en élasticité il est intéressant de donner un critère de rupture (basé sur C et Φ par exemple) pour déterminer les zones où l'état de contraintes obtenu dépasse ce critère, donnant ainsi l'extension minimale des zones en état limite de rupture. Dans le cas d'excavation circulaire ou pseudo circulaire, l'expérience montre qu'avec un calcul élastoplastiques, les zones en état limite de rupture sont souvent à peine plus étendues que celles déterminées par le calcul élastique, justifiant ainsi qu'un simple calcul élastique suffit à donner l'étendue de ces zones.

Si les conditions naturelles du milieu l'imposent, d'autres lois rhéologiques doivent être introduites telles que le fluage (module à court terme et module à long terme),

l'élastoplasticité, ou la fragilité. Dans ce cas des itérations sont généralement nécessaires pour obtenir l'état d'équilibre du système.

I.3.3. Les étapes de chargement

I.3.3.1. L'état initial

L'état initial des contraintes est à définir car c'est lui qui conditionne le chargement de l'ouvrage souterrain. Il peut être connu par une relation simple (par exemple $\sigma_v = \gamma.H$ et $\sigma_H = K\sigma_v$), par des mesures in situ ou par un calcul « éléments finis » sur le modèle lui-même (par exemple application de la pesanteur pour le calcul de contraintes sous un versant). L'état initial du modèle est défini par :

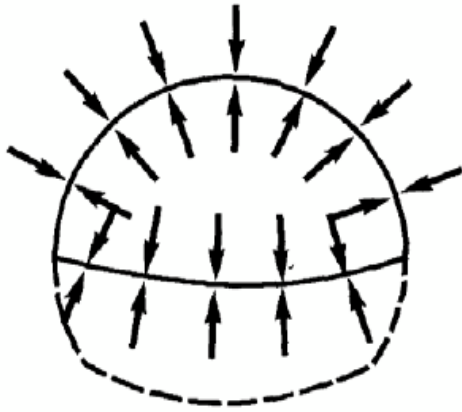
$\{U\} = 0$ aux nœuds du maillage

$\{\sigma\} = \{\sigma_0\}$ aux points d'intégration des éléments.

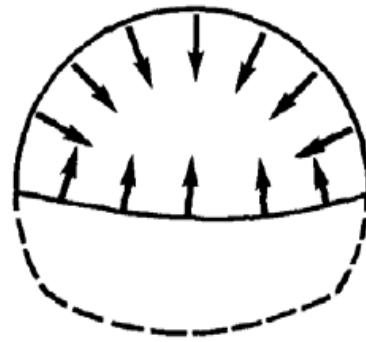
I.3.3.2. Les chargements

Dans certains cas le chargement peut consister à appliquer les contraintes initiales sur les limites du modèle initialement non chargé mais il ne faut pas oublier que les déplacements obtenus ont alors pour origine l'état correspondant à un état de contraintes nulles et non $\{\sigma_0\}$ et qu'une correction s'impose. Si de plus le modèle comporte déjà le revêtement du tunnel, ce mode de chargement ne convient pas. Le chargement équivalent à l'excavation consiste à appliquer à l'intérieur des éléments à excaver des contraintes égales et de signe opposé à l'état de contraintes qui existe à l'intérieur de ces éléments avant excavation (la résolution du système s'effectue bien sur après avoir annulé la rigidité de ces éléments, et en tenant compte le cas échéant des éléments de soutènement).

L'intégration de ces contraintes sur l'ensemble des éléments à excaver conduit à des forces nodales qui s'appliquent sur le contour de l'excavation vers le vide qui étaient les forces internes de soutènement du noyau non excavé (figure. 1c).



Etat initial non excavé : équilibre des contraintes initiales sur le tracé l'excavation



Forces d'excavation correspondant à la de demi-section supérieure

Figure.1c : Forces d'excavation.

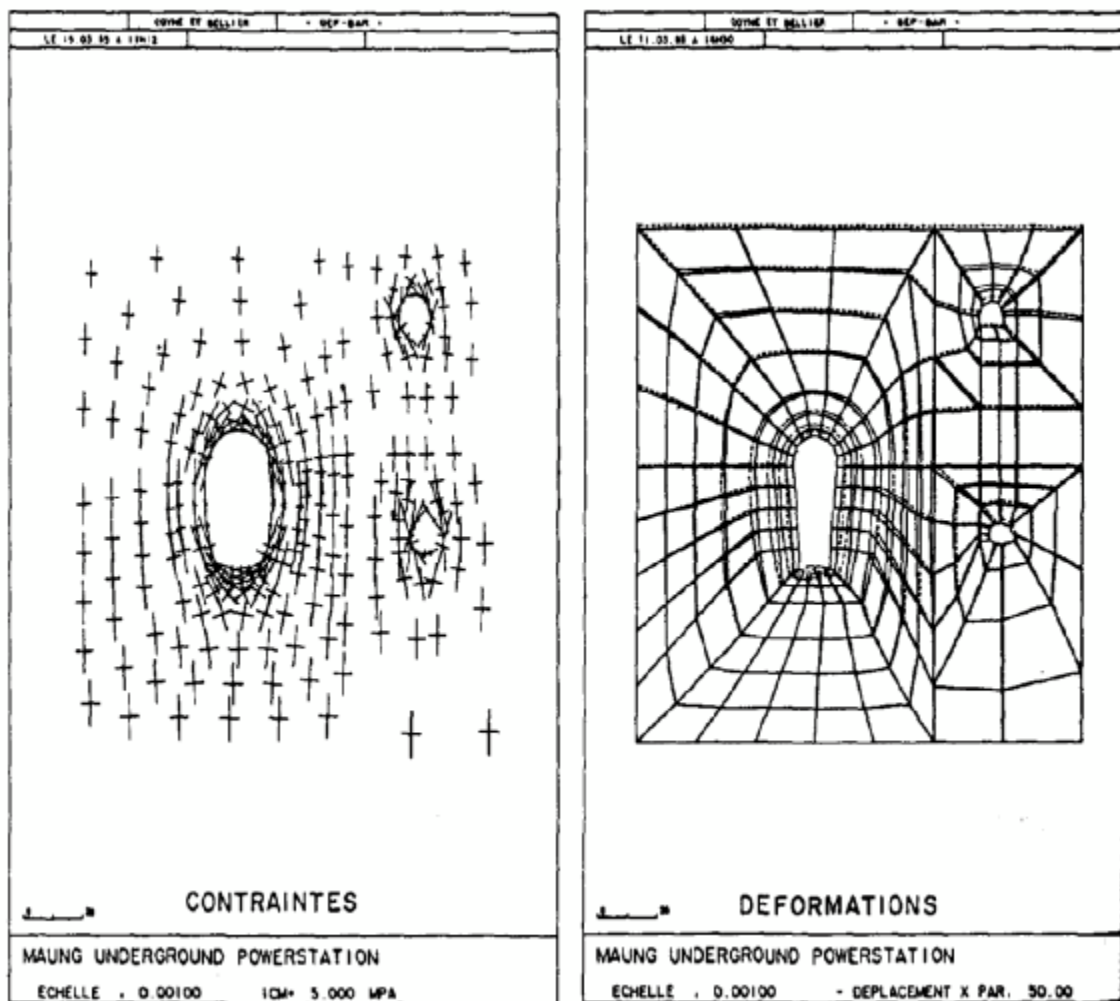


Figure.1d : Exemple de calcul aux éléments finis d'une grande excavation souterraine.

Le calcul peut tenir compte d'un dé confinement partiel à la mise en place du soutènement. Ainsi le calcul sera mené en deux phases

- 1ère phase - dé confinement partiel application des forces d'excavation multipliée par un coefficient de dé confinement λ sans soutènement
- 2ème phase - mise en place du soutènement et application des forces restantes d'excavation $(1 - \lambda)$

Le calcul peut tenir compte d'un dé confinement partiel à la mise en place du soutènement. Ainsi le calcul sera mené en deux phases.

- 1ère phase - dé confinement partiel application des forces d'excavation multipliée par un coefficient de dé confinement λ sans soutènement.
- 2ème phase - mise en place du soutènement et application des forces restantes d'excavation $(1 - \lambda)$ F. λ est le taux de déconfinement à la mise en place du soutènement

Les soutènements peuvent être passifs (revêtement, soutènement par cintres ou béton projeté) ou actifs (boulons actifs à ancrage ponctuel, câbles de précontrainte) ; dans ce dernier cas leur action est modélisée par des forces.

Le fluage se traduit par des forces internes et éventuellement une modification de la rigidité du matériau.

I.3.3.3. La résolution du système

Chaque phase de chargement est appliquée sur un système dont la matrice de rigidité peut évoluer en fonction des étapes d'excavation (des éléments voient leur rigidité se modifier ou s'annuler, d'autres sont introduites).

La résolution du système $\{F_i\} = [K_i] \{\Delta u_i\}$ conduit à obtenir un incrément de déplacement $\{\Delta u_i\}$ et un incrément de contrainte $\{\Delta \sigma_i\}$ qui s'ajoutent à l'état précédent pour obtenir l'état suivant :

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\}$$

$$\{\sigma_{i+1}\} = \{\sigma_i\} + \{\Delta \sigma_i\}.$$

ANNEXE II

Le critère de rupture de Mohr-coulomb

Le critère de rupture de Coulomb est représenté par l'équation 1, donnant la valeur limite de contrainte de cisaillement au-delà de laquelle un plan de glissement est créé dans un milieu granulaire et celui-ci s'écoule :

$$\tau = \mu\sigma + c \quad (1)$$

Le critère de Mohr-Coulomb est basé sur le concept que le glissement entre deux plans aura lieu seulement si la droite de Coulomb touche le cercle de Mohr. Si le cercle est inférieur à la droite, il n'y aura pas d'écoulement parce qu'il n'existe pas de contraintes suffisantes pour briser le milieu granulaire (Nedderman, 1992).

Revenons à l'exemple du milieu granulaire qui comporte un bloc solide. Si on applique une force croissante sur une de ses surfaces jusqu'à la rupture, on créera un plan de glissement. Les contraintes de ce plan sont représentées par le point Σ sur le cercle de Mohr. (Figure. 1,2).

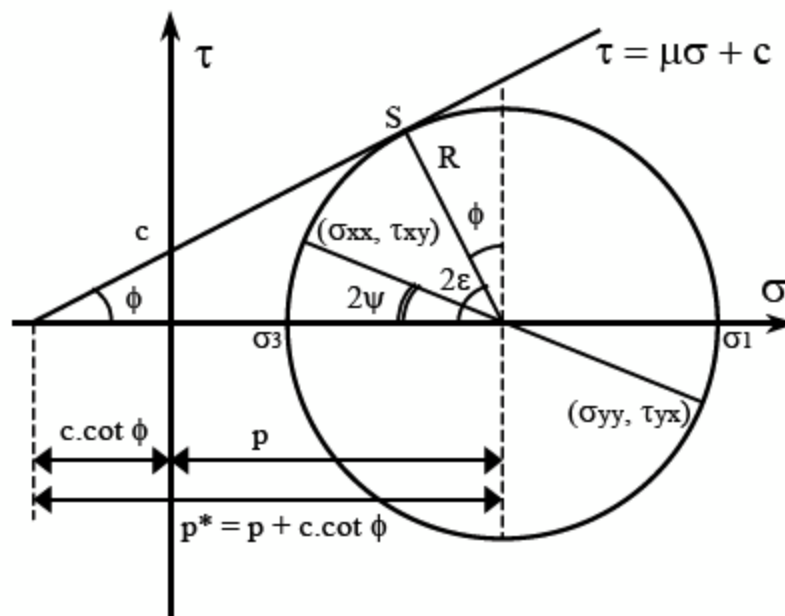


Figure.1 : critère de rupture de Mohr-coulomb pour une poudre cohésive.

La figure. 1 représente un milieu granulaire car le lieu de rupture dit de coulomb ne passe pas par l'origine. La valeur de la cohésion « χ » est donnée par le point d'intersection du lieu de rupture avec l'ordonnée. La pente du lieu de rupture fournit le coefficient de frottement interne du solide ($\infty = \tan \Phi$).

Par des relations trigonométriques on trouve des paramètres qui ne dépendent que de l'angle de frottement interne :

- Le rapport entre le centre et le rayon du cercle de Mohr :

$$P = \pi \times \tan \Phi \quad (2)$$

- L'orientation du plan de rupture à partir de la direction principale :

$$\varepsilon = \frac{1}{2}(90 - \phi) \quad (3)$$

- Le rapport entre les contraintes principales pour $c = 0$:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4)$$

Ce rapport est aussi connu comme le coefficient de Rankine.

La géométrie du cercle de Mohr permet de calculer les contraintes qui agissent sur un plan ζ et ψ qui est orienté d'un angle ψ du plan principal :

$$\sigma_{\xi\xi} = \pi^* - P \cos(2\psi) - \chi \cdot \cot \psi = \pi^* (1 - \sin \phi \cos(2\psi)) - \chi \cdot \cot \psi \quad (5)$$

$$\sigma_{\eta\eta} = \pi^* + P \cos(2\psi) - \chi \cdot \cot \psi = \pi^* (1 + \sin \phi \cos(2\psi)) - \chi \cdot \cot \psi \quad (6)$$

$$\tau_{\xi\psi} = -\tau_{\psi\xi} = P \sin(2\psi) = \pi^* \sin \phi \cos(2\psi) \quad (7)$$

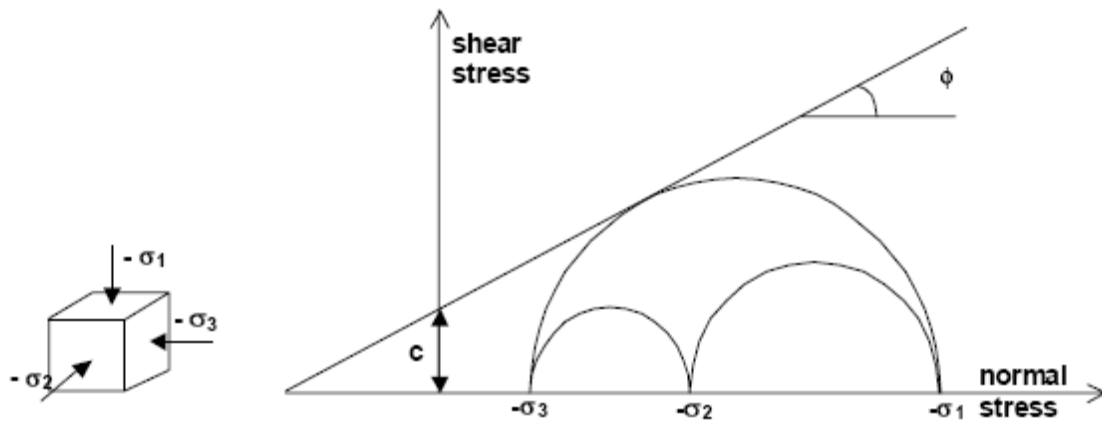


Figure.2 : Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb.

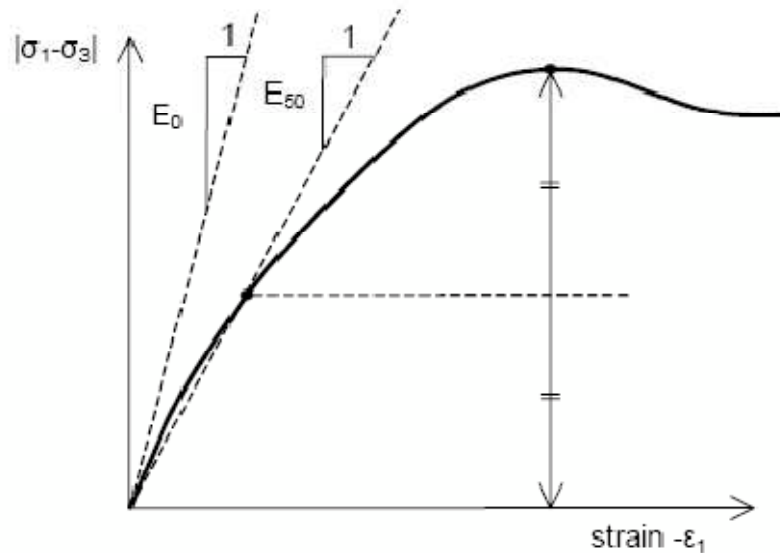
Dans la modélisation avec le logiciel PLAXIS, le modèle de Mohr-Coulomb, bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol.

Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement ϕ , et l'angle de dilatance ψ .

1. le module d'Young " E "

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} (voir Fig. 3). Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

Fig. 3 : Définition de E_0 et de E_{50}

Pour les sols, le module initial et le module sécant tendent à augmenter avec la pression de confinement. Par conséquent, les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface. De plus, la raideur apparente dépend du chemin de contrainte suivi. La raideur durant les cycles charge-décharge est supérieure à celle durant un chargement primaire. En outre, la raideur observée pour un sol en terme de module d'Young est généralement plus petite pour des compressions drainées que pour du cisaillement. Donc, en choisissant un module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, l'utilisateur devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le chemin de contrainte. Remarquons que des comportements de sols dépendant des contraintes sont pris en compte dans les modèles avancés de PLAXIS.

En plus du module d'Young, PLAXIS permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement, G , et le module oedométrique, E_{oed} . Ces modules sont en relation avec le module d'Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson ν .

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

Lorsque l'on définit l'un de ces autres paramètres, PLAXIS retient la valeur du Coefficient de Poisson et calcule le module d'Young correspondant.

2. le coefficient de Poisson “ ν ”

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson (ν_0).

Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d’employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l’utilisation d’une valeur plus élevée est recommandée.

Le choix d’une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb.

Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4.

Dans le cas d’un comportement non drainé, il est conseillé d’entrer une valeur effective

Pour le coefficient de Poisson, De cette façon, PLAXIS ajoutera automatiquement un module de compressibilité pour le fluide interstitiel, basé sur un coefficient de Poisson non drainé implicite de 0,495. Dans ce cas, le coefficient de Poisson effectif devra être inférieur à 0,35. Utiliser des valeurs plus élevées du coefficient de Poisson impliquerait que l’eau ne soit pas suffisamment raide par rapport au squelette du sol pour simuler un comportement non drainé.

3. La cohésion “ c ”

La cohésion a la dimension d’une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé d’entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa).

4. L’angle de frottement “ ϕ ”

L’angle de frottement ϕ (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l’angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

L’angle de frottement conditionne la résistance au cisaillement. Une représentation plus générale du critère de rupture est présentée sur la figure.4. Le critère de rupture de Mohr-

Coulomb décrit mieux le comportement d'un sol que l'approximation de Drucker- Prager, dont la surface de charge tend à devenir très imprécise pour des configurations axisymétriques.

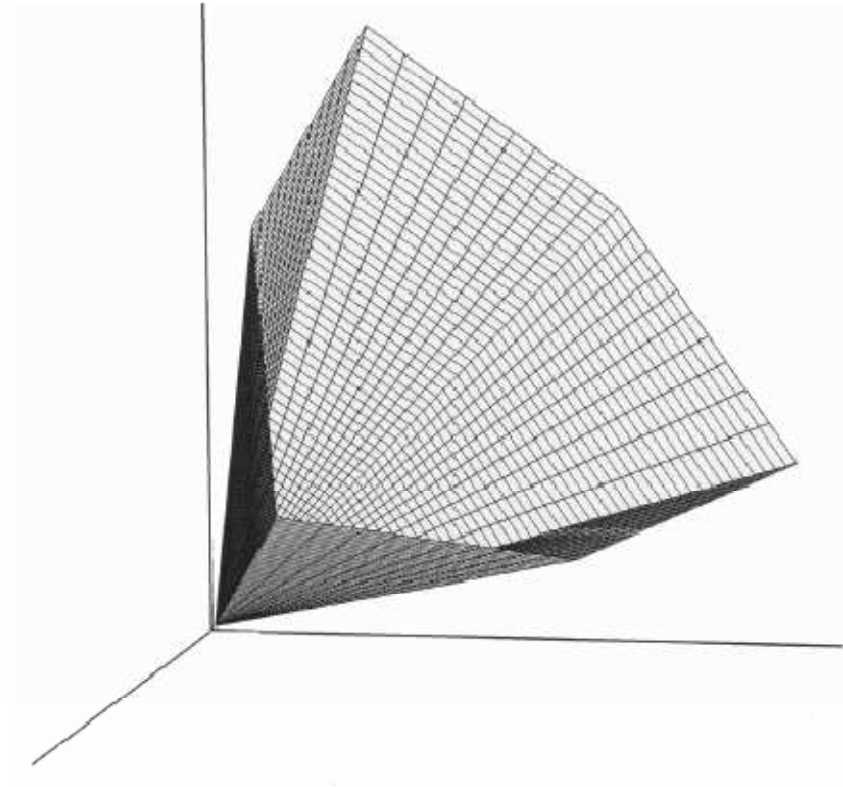


Figure.4 : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans Cohésion.

5. L'angle de dilatance “ ψ ”

L'angle de dilatance ψ (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est $\psi \approx \phi - 30^\circ$. Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de ϕ inférieures à 30° . Une valeur négative faible pour ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

ANNEXE III

1. Introduction

PLAXIS version8 est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

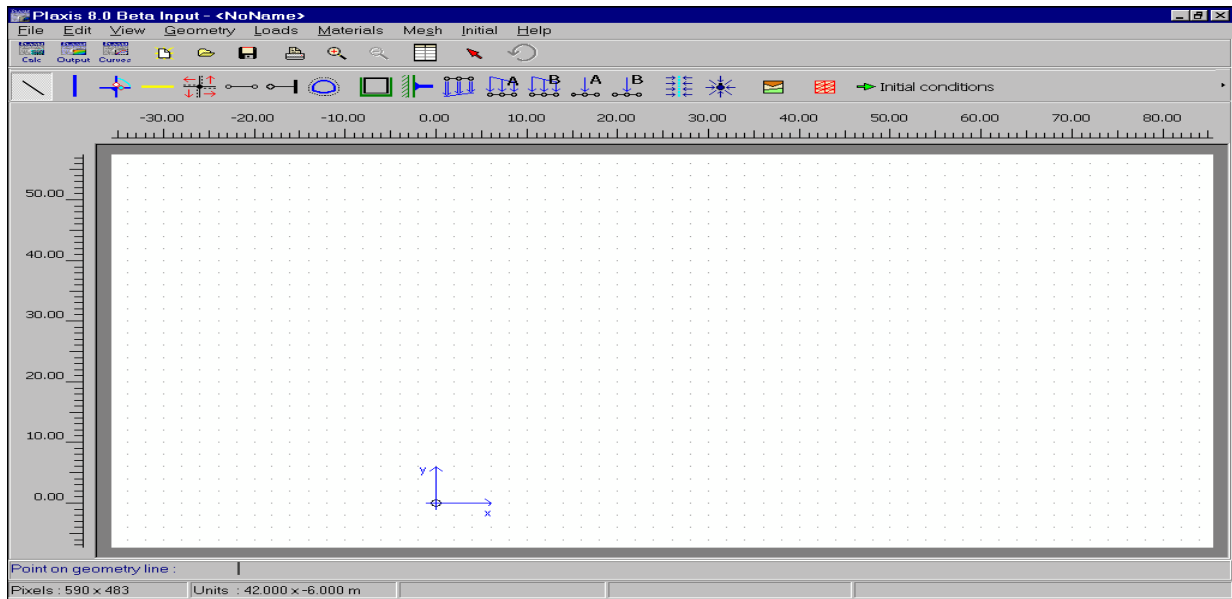
L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (*Input*, *Calculations*, *Output* et *Curves*). [9]

2. Présentation des programmes du logiciel

2.1. Le programme d'entrée des données (*Input*)

Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme Input (mode conditions initiales). La description se concentre tout d'abord sur la création d'un modèle géométrique et d'un maillage d'éléments finis (mode de création géométrique).figure. 1



La figure.1 précédente représente fenêtre principale du programme d'entrée des données
(Input)
(Mode de création géométrique).

2.1.1. Génération du modèle géométrique

La génération d'un modèle d'éléments finis à deux dimensions avec PLAXIS est basée sur un modèle géométrique. Ce modèle géométrique est créé dans le plan (x, y) du système de Coordonnées global (Figure. 2), alors que la direction z est perpendiculaire à ce plan.

Dans le système de coordonnées global, la direction z positive pointe vers l'utilisateur.

Bien que PLAXIS version 8 soit un programme 2D, les contraintes sont basées sur un système de coordonnées cartésiennes 3D, indiqué sur la figure. 2. Dans une analyse en déformations planes, σ_{zz} correspond à la contrainte perpendiculaire au plan de la coupe.

Dans une analyse axisymétrique, x représente la direction radiale, y la direction axiale et z représente la direction tangentielle. Dans ce cas, σ_{xx} représente la contrainte radiale et σ_{zz} la contrainte circonférentielle.

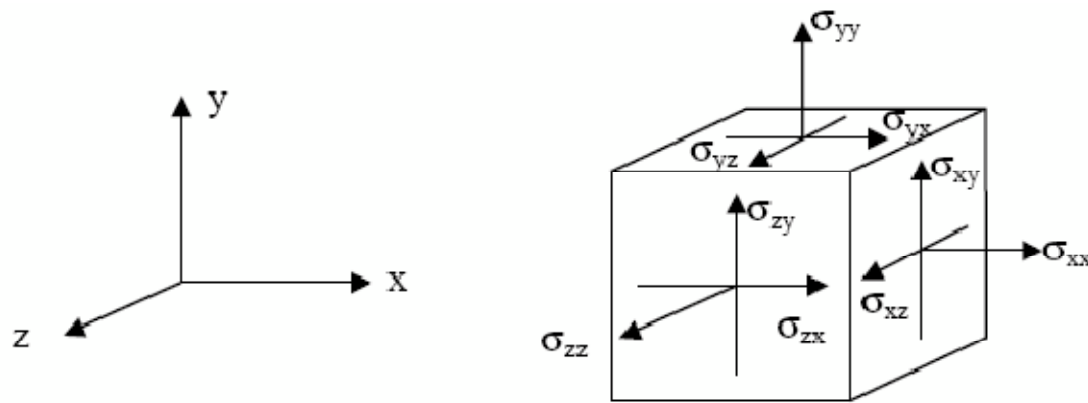


Figure. 2 Système de coordonnées et définition des composantes de contrainte positives

Dans tous les résultats, les contraintes et forces de compression, incluant les pressions interstitielles, sont comptées négativement, alors que les contraintes et efforts de traction sont comptés positivement. La Figure. 2 indique les directions de contrainte positives.

2.1.2. Génération du maillage

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds ou des éléments triangulaires à 6 nœuds.

La génération du maillage est basée sur une procédure robuste de triangulation, ce qui se traduit par des maillages non structurés. Ces maillages peuvent paraître désordonnés, mais les performances numériques de tels maillages sont généralement meilleures que celles de maillages (structurés) réguliers.

La donnée nécessaire au générateur de maillage est le modèle géométrique composé de points, de lignes et de couches (surface délimitée par des lignes) ; ces dernières sont générées automatiquement pendant la création du modèle géométrique. Les lignes et les points de la géométrie peuvent permettre d'influencer la position et la distribution des éléments.

Le générateur de maillage nécessite un paramètre de maillage général qui représente la taille moyenne d'un élément "le". Dans PLAXIS, ce paramètre est calculé à partir des dimensions extérieures de la géométrie (x_{min} , x_{max} , y_{min} , y_{max}) et une finesse globale (*Global coarseness*).

$$l_e = \sqrt{\frac{(x_{max} - x_{min})(y_{max} - y_{min})}{n_c}}$$

La distinction est faite entre cinq niveaux de finesse globale, Une estimation est donnée ci-dessous (basée sur une génération sans raffinement local) :

Very coarse : $n_c = 25$ Environ 50 éléments

Coarse : $n_c = 50$ Environ 100 éléments

Medium : $n_c = 100$ Environ 250 éléments

Fine : $n_c = 200$ Environ 500 éléments

Very fine : $n_c = 400$ Environ 1000 éléments.

3. Le programme de calcul (*calculation*)

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (*Calculation*).

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis, Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (*Plastic calculation*), une analyse de consolidation (*Consolidation analysis*), un calcul de coefficients de sécurité (*Phi-c reduction*) ou un calcul dynamique (*Dynamic calculation*).

Les trois premiers types de calcul (*plastique, consolidation, Phi-c réduction*) permettent en option de prendre en compte les effets des grands déplacements.

Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases. De même, le processus de calcul de PLAXIS est aussi divisé en étapes de calcul. L'activation d'un cas de charge prédéfini, la simulation d'étapes de construction, l'introduction d'une période de consolidation, le calcul d'un coefficient de sécurité sont des exemples de phases de calcul.

Chaque phase de calcul est couramment divisée en plusieurs pas de calcul. Cela est dû au fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges par paliers (incrément de charge). Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de préciser l'état à obtenir à la fin de la phase de calcul.

Dans PLAXIS, des procédures automatiques et robustes d'incrément de pas de chargement assurent un choix approprié des pas de calcul.

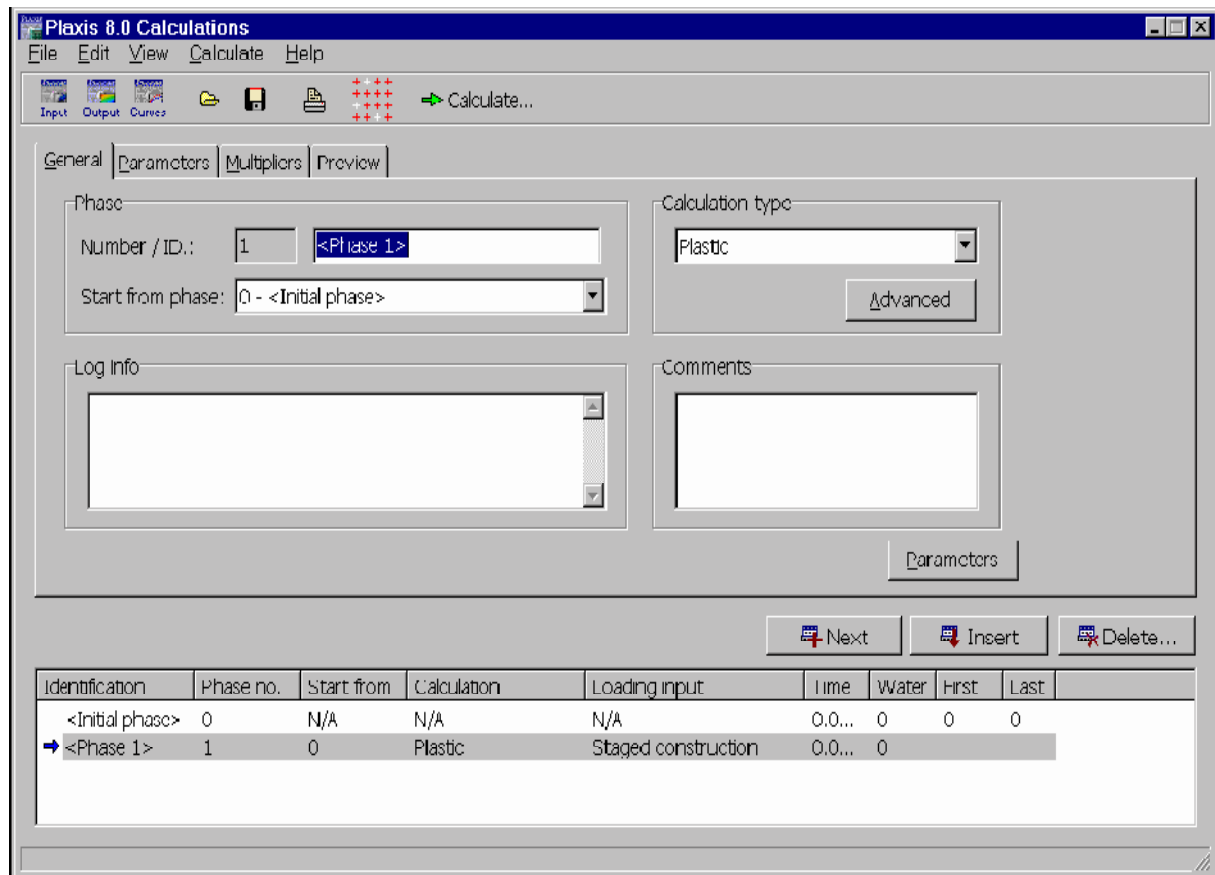


Figure. 3 Fenêtre principale du programme de calcul.

3.1 Types de calculs

3.1.1 Calcul plastique

Un calcul plastique (*Plastic*) doit être sélectionné pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques pour laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps.

La matrice de rigidité dans un calcul plastique normal est basée sur la géométrie initiale non déformée. Ce type de calcul est approprié dans la plupart des applications géotechniques pratiques.

Bien qu'un intervalle de temps (durée) puisse être spécifié, un calcul plastique ne prend pas en compte l'effet du temps. Si l'on étudie le chargement rapide de sols saturés de type argileux, un calcul plastique pourra servir à approcher le cas limite d'un comportement non drainé en choisissant l'option *Undrained* dans les caractéristiques du matériau.

D'autre part, les tassements à long terme peuvent être estimés en réalisant une analyse en comportement drainé. Cela donnera une bonne prévision de la situation finale, bien que l'histoire précise du chargement ne soit pas respectée et que le processus de consolidation ne soit pas traité explicitement.

3.1.2. L'analyse de la consolidation

Une analyse de la consolidation (*Consolidation*) doit être choisie dès qu'il est nécessaire de suivre le développement et la dissipation des pressions interstitielles au cours du temps dans des sols saturés de type argileux. PLAXIS permet de vraies analyses de consolidation élastoplastiques.

En général, une analyse de la consolidation sans chargement supplémentaire est menée après un calcul plastique réalisé en condition non drainée. Il est aussi possible d'appliquer des charges pendant l'analyse de la consolidation. Cependant, il faut être vigilant lorsque l'on approche de la rupture, puisque le processus itératif peut ne pas converger dans de tels cas.

Avec PLAXIS, il est maintenant possible d'appliquer des étapes de construction dans le temps dans une analyse de consolidation. De plus, les analyses de consolidation peuvent être réalisées dans le cadre des grandes déformations.

3.1.3. Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c reduction)

Un calcul de coefficient de sécurité dans PLAXIS peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus est appelé *Phi-c reduction* et constitue un type de calcul à part entière. Le calcul de coefficient de sécurité (*Phi-c reduction*) doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite calculer un coefficient de sécurité global pour une situation donnée.

Un analyse de sécurité peut être réalisée après chaque phase de calcul individuelle et donc pour chaque étape de construction. Cependant, notons qu'une phase *Phi-c reduction* ne peut être utilisée comme condition de départ pour une autre phase de calcul car elle se termine sur une situation de rupture.

Lors d'un calcul de coefficient de sécurité, aucune charge ne peut être augmentée. En fait, le calcul *Phi-c reduction* est un type particulier de calcul plastique. La saisie d'un incrément de temps n'a en général pas de signification dans ce cas.

Lorsque le type *Phi-c reduction* est sélectionné dans des projets incluant des modèles de sol avancés, ces modèles vont en fait se comporter comme le modèle standard de Mohr-Coulomb, puisque que le comportement en raideur dépendant des contraintes et les effets de l'écroutissage sont exclus de ce type d'analyse. La raideur est calculée au début de la phase de calcul et reste constante jusqu'à ce que celle-ci soit terminée.

3.2 Résultats affichés pendant les calculs

Pendant une analyse en déformations par éléments finis, les informations à propos du processus itératif sont présentées dans une fenêtre séparée. Ces informations comprennent les valeurs courantes des facteurs multiplicateurs totaux de chargement ainsi que d'autres paramètres pour la phase en cours de calcul.

Pendant une phase de calcul, une courbe charge-déplacement réduite est affichée et permet d'analyser la situation de la géométrie (entre élasticité et rupture). Par défaut, le déplacement du premier nœud sélectionné est affiché en fonction des facteurs multiplicateurs totaux du cas de charge activé. Dans le cas où des déplacements sont imposés, le plus grand paramètre de force (*Force-X* ou *Force-Y*) est affiché à la place du coefficient $\Sigma Mdisp$. Un des autres nœuds présélectionnés peut être choisi depuis la case située sous la courbe.

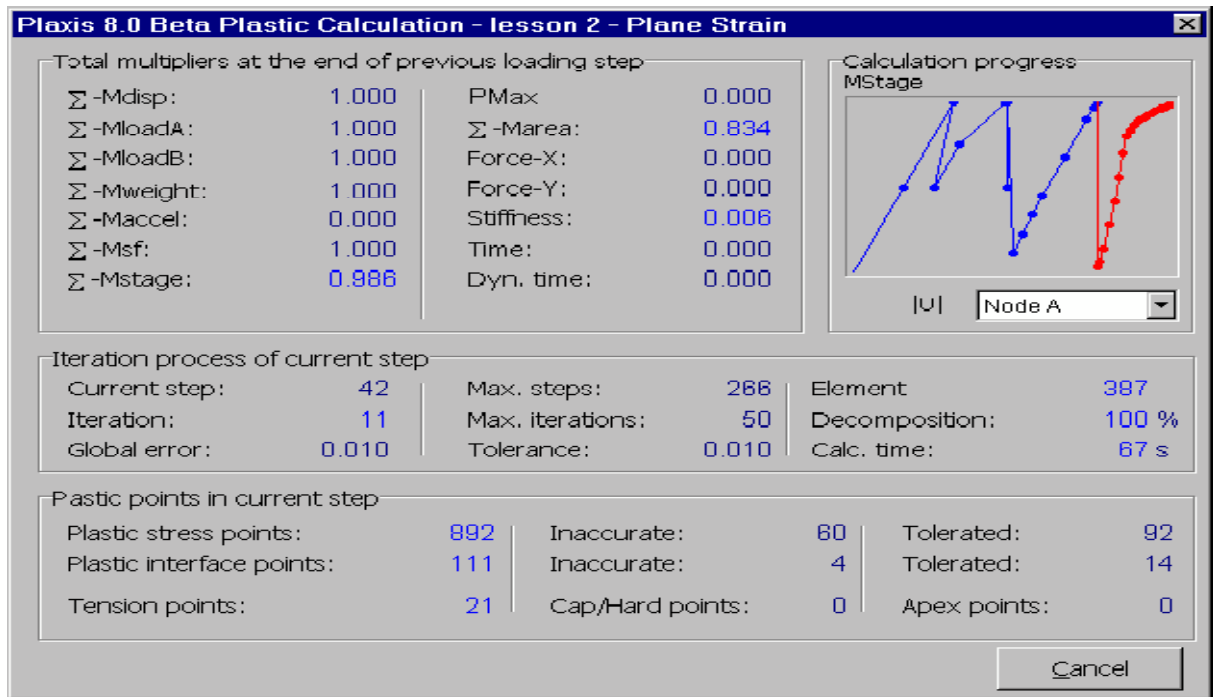
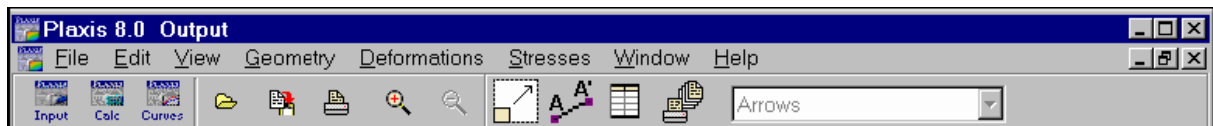


Figure. 4 Fenêtre de calcul.

4. Le programme de résultats (*output*)

Le programme de résultats (*Output*) contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis.

Figure. 5 Barre d'outils de la fenêtre principale du programme *Output*.

5. Le programme courbe (*curve*)

Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

Figure. 6 Barre d'outils de la fenêtre principale du programme *Curves*.

5.1. Courbes charge-déplacement

Les courbes charge-déplacement permettent de visualiser la relation entre la charge appliquée et le déplacement résultant pour un point choisi de la géométrie. En général, l'axe x est relié au déplacement d'un certain nœud (*Displacement*), et l'axe y contient les données relatives au niveau de chargement (*Multipliers*). D'autres types de courbes peuvent aussi être générés.

5.2. Courbes déplacement en fonction du temps

Les courbes déplacements en fonction du temps peuvent être utiles pour interpréter les résultats d'un calcul dans lequel le comportement du sol en fonction du temps a un rôle important (c'est-à-dire consolidation et fluage).

5.3. Diagrammes contrainte-déformation

Les diagrammes contrainte-déformation permettent de visualiser le comportement local contrainte-déformation dans le sol. En fait, les diagrammes contrainte-déformation représentent le comportement idéalisé du sol selon le modèle de sol sélectionné.