



Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département des Mines et géologie

# *Memoire de Fin d'Etudes*

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Mines

Option : Exploitation Minière

Présenté par

**BERBAR Ferhat**

**BENCHICHA Ilyes**

## **Thème**

*Caractérisation et modélisation d'une phase d'excavation d'un  
Tunnel par la méthode des éléments finis*

*Cas du Tunnel de Ait Yahia Moussa- Dra El Mizan- Tizi-Ouzou*

Soutenu le 21 / 06 /2017 devant le jury composé de :

Président: Mr. MEGHERFI .K	M.	U.A.M.B
Promoteur: Mr. BOULKRAM .R	M.	U.A.M.B
Examineur: Mr. DJEZAIRI.O	M.	U.A.M.B

*Année Universitaire : 2016-2017*

# Remerciements

*Nous remercions tout d'abord "Allah" de nous avoir donné le courage, la patience, la santé et la volonte pour achever ce travail.*

*On désire adresser, un merci tout particulier, à notre promoteur **Mr. BOULKRAM. Riadh**, pour ses pertinents conseils tout au long de notre travail.*

*Nous voudrions exprimer toutes nos reconnaissances à **Mr MEGHERFI.K** pour l'honneur qu'il nous fait en acceptant de présider le juger de notre soutenance.*

*Un grand remerciement à **Mr DJEZAIRI.O**, pour l'honneur qu'il nous a fait en acceptant, d'examiner et de juger notre travail.*

*Nous remercions le directeur de l'entreprise de ÖZGÜN pour nous avoir fait confiance et nous avoir permis de faire ce stage, et à toute les travailleurs de l'entreprise.*

*Sans oublier tous les enseignants et les étudiants de département des mines et géologie de l'université Abderrahmane Mira, Bejaia.*



*Je dédie cet humble mémoire à tous ceux qui m'ont aidé, soutenu et encouragé, à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près.*

*Je citerai d'abord mes parents pour leur compréhension, sacrifice, patience leur soutien et encouragements.*

*A madame Rima et Amina pour leur encouragements*

*A mes frères et sœur a mes nièces Firdousse et Manel*

*Je tiens à dédier ce travail à Nonor.A, Ferhat.B, Massi.Z et Said.CH et a tous mes amis(e).*



# Dédicace

*Tout d'abord, je tiens à remercier DIEU le tout puissant qui m'a donné la santé, le courage et la force pour arriver à ce jour.*

*Ce présent travail est dédié à mes très chers parents qui m'ont soutenu et en courages avec leurs présences. Merci de m'avoir permis de devenir ce que je suis.*

- ❖ *A mes frères et mes sœurs que j'adore et leur enfants, Fayçal, Abd razak et Aya.*
- ❖ *A toutes mes amies, Nonor , Said ,Massi, Fayçal, et tous mes amies de Beni Mzab .*
- ❖ *À mon binôme ilyes.*

*Ferhat*

## Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Abréviation

Symboles

Introduction général ..... 1

### **Chapitre I : Descriptions des massifs rocheux**

I.1. Introduction..... 3

I.2.Définition massif rocheux..... 3

I.3. Structure des massifs rocheux..... 3

I.3.1.Matrice rocheuse ..... 4

I.3.1.1.Définition..... 4

I.3.1.2.Description pétrographique ..... 5

I.3.1.3.Les propriétés mécaniques..... 6

I.3.1.4.Les propriétés physiques ..... 10

I.3.2.Les discontinuités ..... 13

I.3.2.1.Les types de discontinuités ..... 13

I.3.2.2. Les paramètres caractérisant les discontinuités ..... 15

I.3.3. Etude structurale des discontinuités (la projection stéréographique)..... 19

I.4. Les caractéristiques d'un massif rocheux ..... 20

I.4.1. RQD (le Rock Quality Designation Index) ..... 20

I.4.2. Degré d'altération..... 22

I.4.3. Indice de continuité du massif rocheux ICM ..... 23

I.5. Assemblage des blocs ..... 23

I.6.La classification géomécanique des massifs rocheux ..... 24

I.6.1. Le Rock Mass Rating (RMR)..... 25

I.6.2. L'indice Q de Barton..... 29

I.6.3.Comparaison des utilisations du RMR et du Q-system..... 31

## Sommaire

---

I.6.4. Le Geological Strength Index (GSI) .....	32
I.6.5. Corrélation entre les différentes méthodes de classification .....	34
I.7. Conclusion .....	34
<b>Chapitre II : construction souterraine</b>	
II.1. Introduction .....	35
II.2. Définition et domaine d'emploi.....	35
II.3. Importance des ouvrages souterrains.....	35
II.4. Classification des ouvrages souterrains .....	36
II.5. Principaux et différents types des ouvrages souterrains .....	37
II.6. Phase de réalisation d'un tunnel .....	39
II.6.1. Critères de choix pour le creusement des tunnels .....	39
II.6.2. Creusement d'un tunnel .....	40
II.6.2.1. Méthodes de creusement .....	40
II.6.2.2. Technique de creusement mécanisé .....	43
II.6.3. Purge et marinage .....	44
II.6.4. Pré-soutènement.....	45
II.6.5. Soutènements .....	46
II.6.5.1. Définition .....	46
II.6.5.2. Mode d'action des soutènements .....	46
II.6.5.3. Choix d'un mode de soutènement.....	47
II.6.5.4. Les différents types de soutènement .....	47
II.6.5.5. Pose de l'étanchéité.....	52
II.6.5.6. Pose du revêtement.....	53
II.7 Conclusion .....	54
<b>Chapitre III : Aperçu sur la méthode des éléments fins</b>	
III.1. Introduction .....	55
III.2. Méthodes des éléments finis (MEF).....	55

## Sommaire

---

III.2.1. Application de la MEF au calcul des ouvrages souterrain .....	55
III.2.2. Conception de base : Technique de résolution .....	56
III.2.2.1 La discrétisation .....	56
III.2.2.2. Eléments géométriques .....	56
III.2.3. L'interpolation .....	57
III.2.4. L'utilisation de la MEF .....	59
III.2.5. Présentation du logiciel Plaxis .....	59
III.2.6 Le code PLAXIS 3D Tunnel .....	63
III.2.6.1 Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis .....	63
III.2.6.2 Calcul du coefficient de sécurité (Phi-c-réduction) .....	66
III.3 Conclusion .....	67
<b>Chapitre IV : Etude et classification du massif de Ait Yahia Moussa</b>	
IV.1. Introduction .....	68
IV.2. Situation géographique .....	68
IV.3. La géologie régional .....	68
IV.3.1. Le réseau hydrographique .....	70
IV.3.2. Séismicité .....	70
IV.4. La géologie de la zone .....	71
IV.4.1. Réseau hydraulique .....	71
IV.5. L'emplacement du tunnel .....	71
IV.6. Points d'observation géotechnique .....	73
IV.6.1. Représentation stéréographique .....	73
IV.6.1.1. Portail d'entrée .....	74
IV.6.1.2. Zone centrale .....	75
IV.6.1.3. Portail de sortie .....	76
IV.6.2. Etudes réalisés .....	77
IV.6.2.1. Les sondages .....	77

## Sommaire

---

IV.6.2.2. Les essais de laboratoire .....	78
IV.6.2.3. Essais in-situ .....	79
IV.7.La classification géomécanique du massif du tunnel Ait Yahia Moussa.....	79
IV.7.1.Lazone entre le portail d'entrée et PK:21+180 .....	79
IV.7.1.1 Classification selon le RMR .....	80
IV.7.1.2. Classification selon le Q-Barton .....	81
IV.7.1.3.Classification selonle GeologicalStrength Index (GSI).....	82
IV.7.1.4. Les résultants estimés .....	82
IV.7.2. La zone centrale située entre PK 21+180 et PK 21+850.....	83
IV.7.2.1. Classification selon le RMR .....	84
IV.7.2.2. Classification selon le Q-Barton .....	85
IV.7.2.3. Classification selonle GeologicalStrength Index (GSI).....	86
IV.7.2.4. Les résultants estimés .....	86
IV.7.3. Lazone entre le PK:21+850 et le portail de sortie .....	87
IV.7.3.1. Classification selon le RMR .....	88
IV.7.3.2.Classification selon le Q-Barton .....	89
IV.7.3.3. Classification selonle GeologicalStrength Index (GSI).....	90
IV.7.3.4. Les résultants estimés .....	91
IV.8. Ordre de soutènement et d'excavation .....	92
IV.8.1. Pour la zone centrale du tunnel .....	92
IV.8.2.Pour les deux portails du tunnel .....	92
IV.9 Conclusion .....	93

## **Chapitre V : Modélisation du tronçon du tunnel avec Plaxis 3D Tunnel**

V.1.Introduction .....	94
V.2.Description du tronçon d'étude .....	94
V.3.Système de soutènement du tronçon .....	95
V.4.Les paramètres du soutènement .....	96

## Sommaire

---

V.5.Modélisation numérique du tronçon du tunnel avec Plaxis 3DTunnel .....	97
V.5.1.Présentation de la procédure de simulation .....	97
V.5.1.1. Caractéristiques géométrique du massif.....	97
V.5.1.2.Caractéristiques géotechnique du massif .....	98
V.5.1.3. Géométrie des section du tunnel .....	99
V.5.2.Modélisation numérique .....	100
V.5.2.1.Conditions aux limites .....	100
V.5.2.2.Génération du maillage .....	101
V.5.2.3.Conditions initiales .....	102
V.5.2.4.Exécution de l'excavation du tunnel.....	104
V.5.2.5. Les différentes phases du calcul.....	105
V.5.2.6.Calcul de la déformation (déplacements) dus au creusement du tunnel .....	105
V.5.2.7.Calcul et comparaison des déplacements totaux ( $U_{tot}$ ) entre les phases choisies .....	107
V.5.2.8.Calcul et comparaison des déplacements horizontales ( $U_x$ )entre les phases choisies.....	109
V.5.2.9.Calcul et comparaison des déplacements horizontales ( $U_z$ ) entre les phases choisies.....	111
V.5.2.10.Calcul et comparaison des déplacements verticaux ( $U_y$ ) entre les phases choisies .....	113
V.5.2.11.Calculs des incréments totaux ( $dU_{tot}$ ) entre les phases choisies .....	115
V.5.2.12.Calculs des contraintes effectives $\sigma_{effe}$ .....	117
V.5.2.13.Calculs des contraintes totales $\sigma_{tot}$ .....	119
V.6. Calculs des déformations au niveau de la voute.....	120
V.6.1. Calcul des déplacements totaux( $U_{tot}$ ) au niveau de la voute .....	121
V.6.2. Calcul du déplacements verticaux ( $U_y$ ) au niveau de la voute .....	123
V.6.3.Calcul des incréments totaux ( $dU_{tot}$ ) au niveau de la voute.....	125

## Sommaire

---

V.6.4. Calcul et comparaison du déplacement totale du points A ,B et C selon l'axe (Oy) au niveau de la voute dans la phase 9 .....	126
V.6 Conclusion.....	127
Conclusion générale.....	128
Références bibliographique	
Annexes	

# Liste des tableaux

---

## Liste des tableaux

### Chapitre I

<b>Tableau I.1:</b> Classification pétrographique simplifiée. ....	5
<b>Tableau I.2 :</b> Classes de la roche selon la résistance en compression uniaxiale.....	6
<b>Tableau I.3 :</b> Echelle de dureté de Mohs. ....	12
<b>Tableau I.4 :</b> Classification selon l'espacement des joints.....	17
<b>Tableau I.5 :</b> La classification selon RQD.....	21
<b>Tableau I.6 :</b> Description et classes d'état d'altération météorique des massifs rocheux.....	22
<b>Tableau I.7 :</b> Classes de continuité du massif rocheux à l'échelle de mesure L. ....	23
<b>Tableau I.8 :</b> Paramètres de classification des roches et notes de pondération. ....	27
<b>Tableau I.9 :</b> Note d'ajustement pour l'orientation des joints . ....	28
<b>Tableau I. 10 :</b> Priorités globales attribuées au massif rocheux en fonction des classes.....	29
<b>Tableau I.11 :</b> Classification du massif rocheux selon le Q Barton.....	30
<b>Tableau I.12 :</b> Comparaison des utilisations du RMR et du Q-system dans le domaine des ..... travaux souterrains. ....	31
<b>Tableau I.13 :</b> Estimation de GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse .....	33

### Chapitre II

<b>Tableau II.1:</b> Classification des ouvrages souterrains. ....	36
<b>Tableau II.2 :</b> critères de choix du méthode decreusement.....	37

### Chapitre III

<b>Tableau III.1 :</b> Eléments géométriques utilisé dans le maillage. ....	57
---	----

# Liste des tableaux

---

## Chapitre IV

<b>Tableau IV.1</b> : Familles des discontinuités représentatives du portail d'entrée. ....	74
<b>Tableau IV.2</b> : Familles des discontinuités représentatives de la zone centrale. ....	75
<b>Tableau IV.3</b> : Familles des discontinuités représentatives du portail de sortie. ....	76
<b>Tableau IV.4</b> : récapitulatif des sondages. ....	77
<b>Tableau IV.5</b> : les résultats des essais de laboratoire.....	78
<b>Tableau IV.6</b> : les résultats des assai des pressiométriques. ....	79
<b>Tableau IV.7</b> : Classification de RMR. ....	80
<b>Tableau IV.8</b> : Le type de soutènement selon RMR .....	81
<b>Tableau IV.9</b> : Classification de Q-Barton.....	81
<b>Tableau IV.10</b> : Paramètres géotechniques recommandés pour la zone située au niveau du tunnel entre l'entrée portail et PK: 21+180.....	83
<b>Tableau IV.11</b> : Classification de RMR.....	84
<b>Tableau IV.12</b> : Le type de soutènement selon RMR.....	85
<b>Tableau IV.13</b> : Classification de Q-Barton. ....	85
<b>Tableau IV.14</b> : Paramètres géotechniques recommandés pour la zone centrale.....	87
<b>Tableau IV.15</b> : Classification de RMR .....	88
<b>Tableau IV.16</b> : Le type de soutènement selon RMR .....	89
<b>Tableau IV.17</b> : Classification de Q-Barton .....	89
<b>Tableau IV.18</b> : Paramètres géotechniques recommandés pour la zone située entre le PK 21+850 et le portail de sortie.....	92

## Liste des tableaux

---

### Chapitre V

<b>Tableau V.1:</b> Paramètres de soutènements. ....	96
<b>Tableau V.2 :</b> Paramètres géotechniques recommandés pour le tronçon. ....	98
<b>Tableau V.3 :</b> Géométrie du section du tunnel. ....	99
<b>Tableau V.4 :</b> Résultats des déplacements et contraintes dus au creusement du tunnel. ....	106

# Liste des figures

---

## Liste des figures

### Chapitre I

<b>Figure I.1 :</b> Exemple d'un Structure géométrique d'un massif rocheux. ....	4
<b>Figure I.2 :</b> Photographie de lame mince de basalte au microscope. ....	5
<b>Figure I.3 :</b> Essai de compression uniaxiale. ....	6
<b>Figure I.4 :</b> Schéma de principe d'un essai de compression triaxial .....	7
<b>Figure I.5 :</b> Essai de traction directe. ....	7
<b>Figure I.6 :</b> Essai de la Traction indirecte. ....	8
<b>Figure I.7 :</b> Résistance de cisaillement. ....	9
<b>Figure I.8 :</b> Ajustement du critère linéaire de Mohr-Coulomb au critère non-linéaire de Hoek-Brown, d'après Hoek et Brown (1997). ....	9
<b>Figure I.9 :</b> Diagramme contrainte-déformation. ....	13
<b>Figure I.10 :</b> Exemples joints de stratification. ....	13
<b>Figure I.11 :</b> Exemple de diaclase. ....	14
<b>Figure I.12 :</b> Exemple de faille. ....	14
<b>Figure I.13 :</b> Exemple de schistosité. ....	15
<b>Figure I.14 :</b> Exemple de Les plies. ....	15
<b>Figure I.15 :</b> Mesure de l'orientation du plan de discontinuité. ....	16
<b>Figure I.16 :</b> Exemple d'espacement des joints. ....	17
<b>Figure I.17 :</b> Les caractéristiques géométriques et géologiques des discontinuités. ....	19
<b>Figure I.18 :</b> Projection stéréographique d'un plan. ....	20
<b>Figure I.19 :</b> Schéma explicatif - méthode du calcul de RQD. ....	21
<b>Figure I.20 :</b> Différentes structures géométriques des massifs rocheux fracturés. ....	24
<b>Figure I.21 :</b> Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR. ....	26

# Liste des figures

---

## Chapitre II

<b>Figure II.1 :</b> Espace souterrain. ....	36
<b>Figure II.2 :</b> Quelques types des tunnels.....	37
<b>Figure II.3 :</b> Classification globale des tunnels . ....	38
<b>Figure II.4 :</b> plan de tir du front de taille d'un tunnel. ....	41
<b>Figure II.5 :</b> Machines à attaque ponctuelle .....	42
<b>Figure II.6 :</b> Vue générale d'un tunnelier (TBM). ....	43
<b>Figure II.7 :</b> L'excavation par les différents modes d'attaque .....	44
<b>Figure II.8 :</b> purge et marinage . ....	45
<b>Figure II.9 :</b> Pré-soutènement . ....	45
<b>Figure II.10 :</b> Béton projeté . ....	48
<b>Figure II.11 :</b> Boulons à ancrage ponctuel .....	49
<b>Figure II.12 :</b> les boulons à ancrage réparti. ....	50
<b>Figure II.13 :</b> Les cintres métalliques lourds. ....	51
<b>Figure II.14 :</b> les cintres métalliques légers .....	52
<b>Figure II.15 :</b> Pose de l'étanchéité. ....	53
<b>Figure II.16 :</b> pose du Revêtement définitif. ....	53

## Chapitre III

<b>Figure III.1 :</b> Destruction d'une structure en élément. ....	56
<b>Figure III.2 :</b> Fenêtre d'outil Plaxis. ....	60
<b>Figure III.3 :</b> Exemple de maillage.....	60
<b>Figure III.4 :</b> Fenêtre de saisie des propriétés de matériaux.....	61
<b>Figure III.5 :</b> Fenêtre de calcul .....	61
<b>Figure III.6 :</b> Fenêtre output. ....	62
<b>Figure III.7 :</b> Exemple d'une présentation graphique des résultats contrainte-déplacement..	62

## Liste des figures

---

<b>Figure III.8 :</b> Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	63
<b>Figure III.9 :</b> Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. ....	64
<b>Figure III.10 :</b> Définition des modules E0 et de E50.....	64
<b>Figure III.11 :</b> Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	66

### Chapitre IV

<b>Figure.IV.1:</b> carte géographique de Draa el mizan. ....	68
<b>Figure.IV.2 :</b> carte géologique de nord algérien.....	69
<b>Figure.IV.3 :</b> carte de zonage (RPOA,2008),et position de la région d'étude.....	70
<b>Figure IV.4:</b> Métagranite généralement observée dans le tunnel d'Ait Yahia Moussa. ....	71
<b>Figure IV.5 :</b> l'emplacement de tunnel. ....	72
<b>Figure IV.6 :</b> l'emplacement des affleurements de caractérisation et de la zone du projet.....	73
<b>Figure IV.7:</b> Représentation stéréographique.des discontinuités du portail d'entrée. ....	74
<b>Figure IV.8:</b> Représentation stéréographique des discontinuités de la Zone centrale .....	75
<b>Figure IV.9:</b> Représentation stéréographiquedes discontinuités du portail de sortie.....	76
<b>Figure IV.10:</b> Les résultats obtenus par RocLab pour la zone située entre le PK 21+180 le portail d'entrée. ....	82
<b>Figure IV.11:</b> Les résultats obtenus par Rock Lab pour la zone centrale .....	86
<b>Figure IV.12:</b> les résultats obtenus par rock lab pour le pourtail de sortie. ....	91

### Chapitre V

<b>Figure V.1 :</b> les deux tubes de portail d'entrée. ....	94
<b>Figure V.2 :</b> Coupe longitudinale du tronçon.....	95
<b>Figure V.3 :</b> Schéma détaillé pour le soutènement .....	96
<b>Figure V.4 :</b> La coupe transversale du massif .....	97
<b>Figure V.5 :</b> Les résultats estimés par le RocLab pour le tronçon.....	98
<b>Figure V.6:</b> Modèle géométrique. ....	99
<b>FigureV.7 :</b> Génération des conditions aux limites .....	100

## Liste des figures

---

<b>Figure V.8 :</b> Génération du maillage en 2D puis en 3D .....	101
<b>Figure V.9 :</b> conditions hydrauliques .....	102
<b>Figure V.10:</b> le champs des contraintes effectives .....	103
<b>Figure V.11 :</b> Le coefficient de pression du terre $K_0$ . ....	103
<b>Figure V.12 :</b> Phase de calculs.....	105
<b>Figure V.13 :</b> définition du points pour calcule les déformations au niveau de la voute.....	120
<b>Figure V.14 :</b> Courbe de déplacement de la voute dans la phase 9 et comparaison entre les trois points A,B et C .....	126

**Abréviations**

**AFTES** : Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain .

**ISRM**: International Society for Rock Mechanics .

**SACSIR**: South African Council of Scientific and Industrial Research .

**RQD**: Rock Quality Designation .

**RMR**: Rock Mass Rating .

**NGI**: Norwegian Geotechnical Institute .

**GSI**: Geological Strength Index.

**SRF**: Stress Reduction Factor.

**MEF** : Méthodes des éléments fins.

**NMA**: La Nouvelle Méthode Autrichienne.

**NATM**: New Austrian Tunnelling Method.

**ICM** : Indice de Continuité du Massif rocheux.

**MMC** : La mécanique des milieux continus

**TBM** : Tunnel Boering Machines.

**HEB160** : Profils métalliques.

**PK** : Le point kilométrique.

**SC**: Sondage Carotté.

**RN**: Route National.

**NO** : Nord- Ouest

**SE** : Sud - Est.

## Symboles

Symboles	Désignation	Unité
$R_c$	La résistance en compression uniaxial	$[N/m^2]$
$R_t$	La résistance à la compression triaxiale	$[N/m^2]$
$\sigma_t$	La résistance à la traction indirecte	$[N/m^2]$
$\tau$	La résistance au cisaillement	$[MPa]$
$\rho$	La masse volumique	$[kg/m^3], [t/m^3]$
$\gamma$	Le poids volumique	$[kN/m^3]$
$W_e$	La teneur en eau	$[\%]$
$n$	La porosité	$[\%]$
$S_r$	Le degré de saturation	$[\%]$
$E$	Module de Young	$[MPa]$
$G$	Module d'élasticité	$[MPa]$
$C$	Cohésion	$[MPa]$
$E_A$	La rigidité a la compression	$[kN/m]$
$E_I$	La rigidité a la flexion	$[kN.m^2/m]$
$W$	Le Poids	$[kN/m/m]$
$\lambda$	Fréquence des joints	$[m^{-1}]$
$S_j$	Espacement des joints	$[m]$
$\phi$	Angle de frottement	$[^\circ]$
$\nu$	Coefficient de poisson	$[-]$
$j_n$	Nombre des familles des discontinuités	$[-]$
$j_r$	Paramètre de rugosité des joints	$[-]$
$j_a$	Degré d'altération des joints	$[-]$
$j_w$	Paramètre de réduction hydraulique	$[-]$
$U_x$	Déplacement horizontal	$[m]$
$U_y$	Déplacement vertical	$[m]$
$U_{tot}$	Déplacement totaux	$[m]$
$dU_x$	Incrément horizontal	$[m]$
$dU_y$	Incrément vertical	$[m]$
$dU_{tot}$	Incrément total	$[m]$
$\sigma_{eff}$	Contrainte effective	$[kN/m^2]$
$\sigma_{tot}$	Contrainte total	$[kN/m^2]$

# Introduction général

### Introduction générale

Lors de la réalisation des routes, divers entraves peuvent être rencontrés tels que les oueds, les rivières, les montagnes qui ne peuvent pas être facilement franchis. Pour pouvoir maîtriser ces différents problèmes, l'ingénieur fait recours à l'étude de diverse solution telle que les ponts ..., et le creusement de tunnel qui sera l'objet de notre travail.

Les tunnels sont connus depuis le XIX<sup>ème</sup> siècle comme étant des ouvrages souterrains importants, en général ils permettent de raccourcir un itinéraire, et d'éviter un col (tunnel sous montagnes) ou d'éviter un long détour (tunnel sous un plan d'eau). C'est aussi l'encombrement du sol et la difficulté de restructurer de l'urbanisme existant dans les agglomérations urbaines qui poussent à l'utilisation du sous-sol.

Pour tout un projet du tunnel, une reconnaissance géologique et géotechnique sur tout le massif est indispensable pour définir la nature de la roche qui ne permet de déduire les techniques de creusements ainsi que les conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables, et de la détermination des types et des caractéristiques du soutènement à mettre en œuvre pour assurer la stabilité de l'ouvrage et l'estimation des déformations et des déplacements du sol.

L'objectif de ce travail de mémoire est donc d'évaluer les déplacements et les déformations du terrain provoqués par les travaux d'excavation du tunnel D'Ait Yahia Moussa de la wilaya de Tizi-Ouzou. Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera structuré en cinq chapitres.

Le premier chapitre est consacré à traiter essentiellement les massifs rocheux et les discontinuités. Et les différentes méthodes de Classification des massifs rocheux.

Le deuxième chapitre sera consacré à une recherche concernant les ouvrages souterrains, leurs importances, les principaux types et les différentes catégories de ces ouvrages, et les différentes méthodes et techniques de creusement. En fin on donnera un aperçu sur les différents types de soutènements, de revêtements, et d'étanchéités.

Le troisième chapitre porte un bref aperçu sur la MEF et la description des lois de comportement du sol et une brève présentation de l'outil numérique PLAXIS 3D Tunnel que nous avons utilisé pour la simulation tridimensionnelle.

## **Introduction générale**

---

Le quatrième chapitre est consacré à la classification du massif rocheux de notre cas d'étude afin de déduire le type de soutènement et le pas d'avancement.

Le dernier chapitre présente l'aspect numérique concernant la modélisation d'un tronçon du tunnel limité par PK 21+180 et PK 21+200 par l'utilisation du logiciel PLAXIS 3D Tunnel qui base sur la MEF comme principe de calcul des déplacements induit par le creusement.

Enfin, ce travail sera clôturé par une conclusion générale.

# *Chapitre I*

## *Descriptions des massifs rocheux*

## **I.1. Introduction**

La reconnaissance des massifs rocheux permet d'appréhender les problèmes qui peuvent être posés lors de construction d'un ouvrage souterrain et de fournir à l'ingénieur des données qualitatives et quantitatives nécessaires pour décrire la structure et évaluer les propriétés mécaniques et hydrauliques des massifs. Leur comportement est fortement lié aux réseaux de fracturation (discontinuité), donc une analyse géométrique et mécanique des différents réseaux de fractures est indispensable pour toute une étude de stabilité dans un milieu fissuré.

## **I.2. Définition massif rocheux**

Le massif rocheux est un objet géologique et mécanique très complexe et diversifié, si bien que pour le caractériser il faut connaître un certain nombre de composants de cet objet.

Généralement, on peut définir les massifs rocheux comme des milieux hétérogènes, anisotropes, discontinus et de faible porosité. [5]

## **I.3. Structure des massifs rocheux**

La roche a une structure discontinue. Elle peut être assimilée à un milieu composé d'éléments continus plus ou moins homogènes, de forme géométrique quelconque, la matrice rocheuse, et de fines zones situées entre ces éléments continus, qualifiées de discontinuités. En mécanique des roches, le terme discontinuité désigne toute interruption des propriétés mécanique ou physique dans la matrice rocheuse. Il s'agit souvent d'une dégradation des propriétés mécaniques sur des zones de très faible épaisseur. L'étude d'un massif rocheux fracturé nécessite donc une caractérisation de la matrice rocheuse, ainsi que celle des discontinuités. [1]



**Figure I.1 :** Exemple d'une Structure d'un massif rocheux. [2]

### **I.3.1. Matrice rocheuse**

#### **I.3.1.1. Définition**

La matrice rocheuse est définie comme un volume de roche intacte qui possède des propriétés homogènes et non coupé par des discontinuités discrètes et isolées. La matrice rocheuse fait ainsi référence aux blocs non-fracturés situés entre les discontinuités structurales. En fonction des caractéristiques du massif rocheux et de son histoire géologique, la taille de ces blocs peut varier de quelques millimètres à plusieurs mètres. Les géologues distinguent trois grandes catégories de roches en fonction de leur origine : [1]

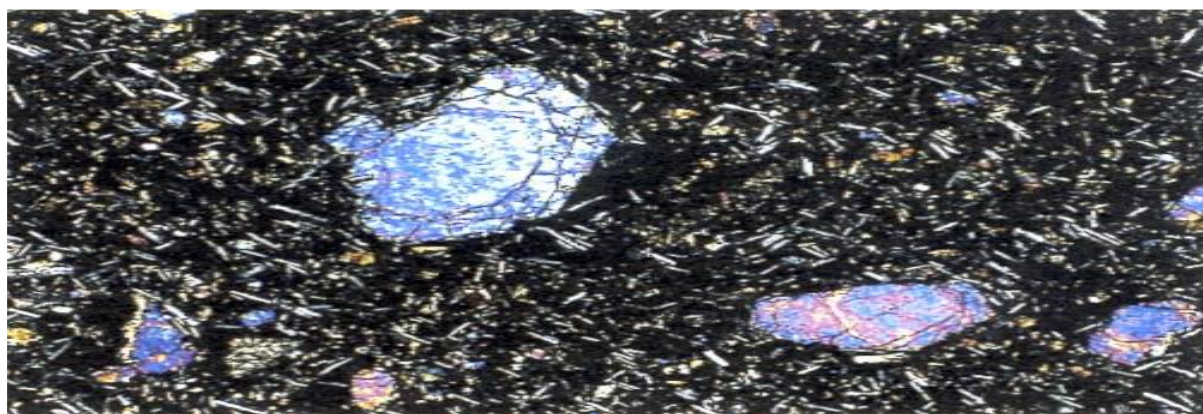
- Les roches magmatiques (ou éruptives) résultent du refroidissement de magmas en fusion.
- Les roches sédimentaires se sont déposées dans les mers ou (Résultant de la désagrégation des roches par l'érosion) ou biogènes les lacs et sont formées par accumulation de particules détritiques (formées grâce à l'activité d'organismes).
- Les roches métamorphiques sont le produit de la transformation à l'état solide d'une roche préexistante, avec modifications structurales et en général apparition de nouveaux minéraux, sous l'influence de la pression et de la température. La très grande variété des espèces minéralogiques et des roches a conduit les géologues à diverses classifications, faisant appel à de nombreux termes pétrographiques. [3]

**Tableau I.1:** Classification pétrographique simplifiée. [3]

Famille		Teinte	Minéraux constitutifs	Principaux termes	Autres termes
Roches Magmatiques	Volcaniques	Claire Sombre	Quartz Feldspaths Amphiboles Pyroxène Olivine	Trachyte, rhyolite Andésite Basalte	Dolérite
	Plutoniques	Claire Sombre	Quartz Feldspaths Amphiboles Pyroxène	Granite Diorite Gabbro	Microgranite Microdiorite Monzonite Péridotite
Roches Métamorphiques	Foliées	Claire Sombre	Quartz Micas Amphibole	Gneiss, micaschiste Amphibolite	Leptynite
	Non foliées			Marbre, cornéenne	
Roches Sédimentaires	Détritiques	Sombre Claire	Argile Quartz Calcite	Pélites Marnes Grès	Argilites
	Biogènes et /ou Chimiques		Carbonate Sulfate ext	Calcaires, craie, Dolomies, gypse	Meulière, Charbon

### I.3.1.2. Description pétrographique

La description pétrographique consiste à déterminer la nature des différents minéraux, leur abondance relative, degré d'altération, la taille et l'agencement, ainsi les pores. La figure 2 présente un exemple de roche observée en lame que l'existence éventuelle de mince au microscope optique. [3]



**Figure I.2 :** Photographie de lame mince de basalte au microscope Polarisant. On observe les grands cristaux d'olivine (le plus grand fait environ 1 mm de longueur), les nombreuses paillettes de feldspath et une pâte sombre Amorphe. [3]

### I.3.1.3. Les propriétés mécaniques

#### a). La résistance à la compression uniaxiale ( $R_c$ ), (NF P 94-077)

Selon la norme (NF P 94-077) elle est déterminée lors des essais de compression simple. Dans cet essai, l'échantillon est pris sous la forme d'une carotte (éprouvette cylindrique), d'élancement  $L/D$  ( $L$  : hauteur,  $D$  : diamètre) compris entre 2 à 2,5 avec deux faces planes, lisses et parallèles obtenues par une rectification soignée.

L'échantillon est ensuite placé entre les plateaux d'une presse et la force axiale est augmentée jusqu'à la rupture de l'éprouvette. On appelle résistance à la compression (notée  $R_c$ ) la contrainte maximale supportée par l'échantillon avant la rupture lors d'un essai de compression. La valeur maximale  $F$  de la force permet de calculer la résistance en compression uniaxiale  $R_c$  de la roche :

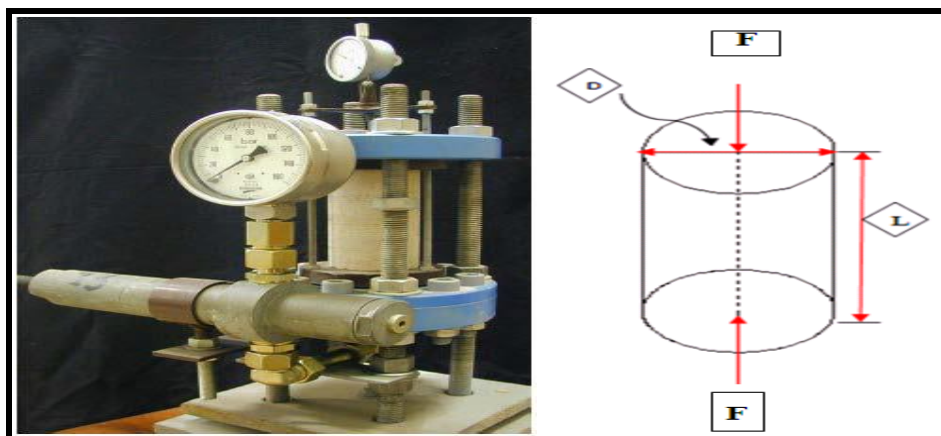
$$R_c = \frac{F}{S} \text{ en [N/m}^2\text{]} \quad (\text{I.1})$$

Tel que :

- $F$  : Effort (charge) maximale atteinte (juste avant la rupture) ;
- $S$  : La surface de la section de l'éprouvette sur laquelle on applique l'effort  $F$ .

**Tableau I.2 :** Classes de la roche selon la résistance en compression uniaxiale.[NF P 94-077]

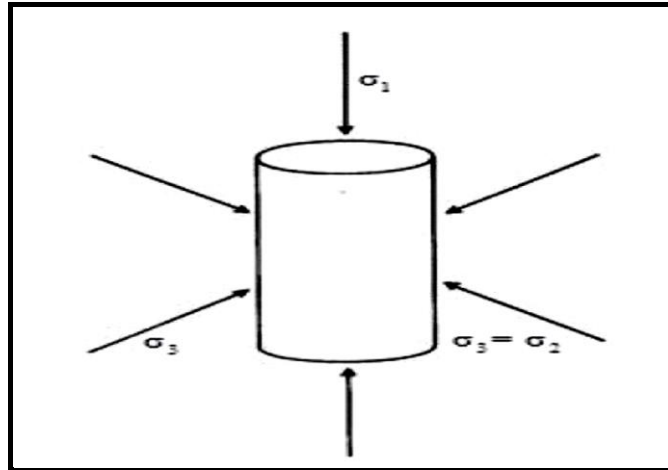
Classe	$R_c(\text{MPa})$	Description
R1	>200	Résistance très élevée
R2	60 à 200	Résistance élevée
R3	20 à 60	Résistance moyenne
R4	6 à 20	Résistance Faible
R5	<6	Résistance très faible



**Figure I.3:** Essai de compression uniaxiale.[4]

**b). La résistance à la compression triaxiale ( $R_t$ ), (NF P 94-074)**

Selon la norme (NF P 94-074) l'essai de compression triaxial est destiné à mesurer la résistance d'échantillon cylindrique de roche soumis à un état de compression triaxial, il permet d'obtenir les valeurs nécessaires à la détermination de l'enveloppe de rupture ainsi que les valeurs d'angle de frottement interne et de cohésion apparente.



**Figure I.4 :** Schéma de principe d'un essai de compression triaxial. [23]

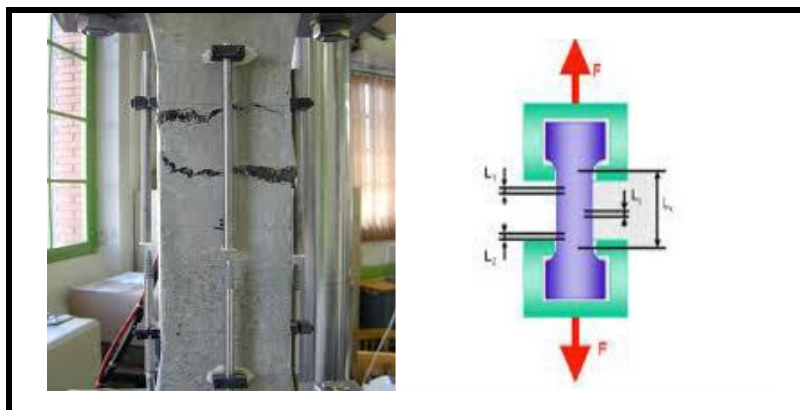
**c). La résistance à la traction ( $\sigma_t$ ), (NF P 94-422)**

- **Traction directe :** En soumettant une éprouvette cylindrique à une traction uniaxiale, la résistance à la traction simple est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohésion des échantillons des roches massives.

$$\sigma_t = \frac{P_{\max}}{A_0} \quad \text{en [ N/ m}^2\text{]} \quad (\text{I.2})$$

Tel que :

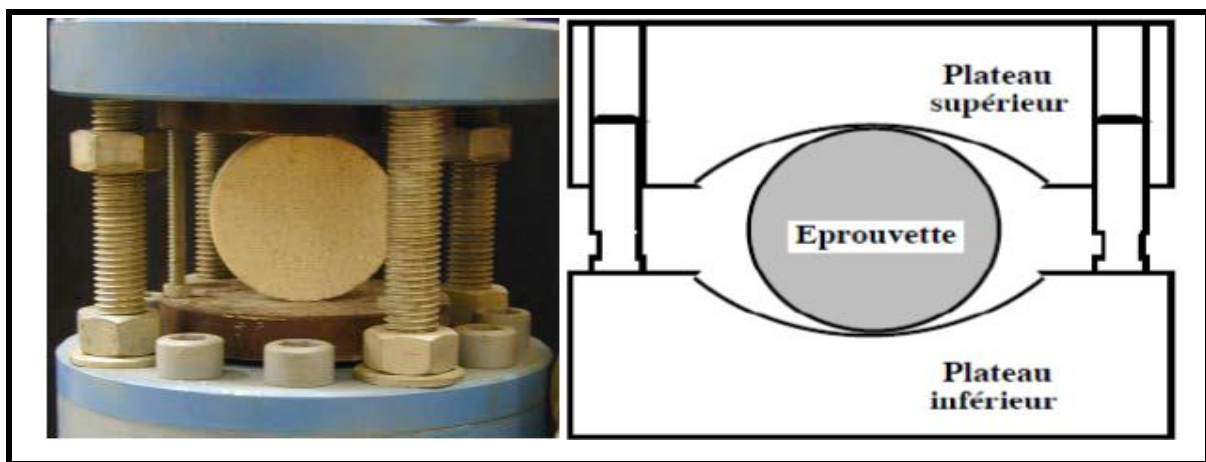
- $P_{\max}$  : valeur finale atteinte par l'effort appliqué ;
- $A_0$  : surface transversale.



**Figure I.5 :** Essai de traction directe. [4]

• **Traction indirecte** : L'essai de résistance à la traction indirecte, dit aussi essai brésilien, est réalisé en comprimant entre les plateaux de la presse une éprouvette cylindrique le long de deux génératrices opposées. La rupture est obtenue par traction au centre de l'éprouvette. On évite ainsi les difficultés de collage des têtes nécessaires dans les essais de traction directe. Si  $F$  est l'effort fourni par la presse au moment de la rupture,  $D$  le diamètre de l'éprouvette et  $L$  sa hauteur, la résistance à la traction indirecte est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_t = \frac{2 F_{\max}}{\pi D L} \quad \text{en } [N/m^2] \quad (\text{I. 3})$$



**Figure I.6** : Essai de la Traction indirecte. [3]

**d). La résistance au cisaillement ( $\tau$ ), (NF P 94-071)**

Elle consiste à provoquer la rupture d'une éprouvette suivant un plan déterminé, l'éprouvette est soumise à la fois à un effort normal  $N$  constant tout au long de l'essai, et à un autre tangentiel  $T$  qui croît jusqu'à la rupture.

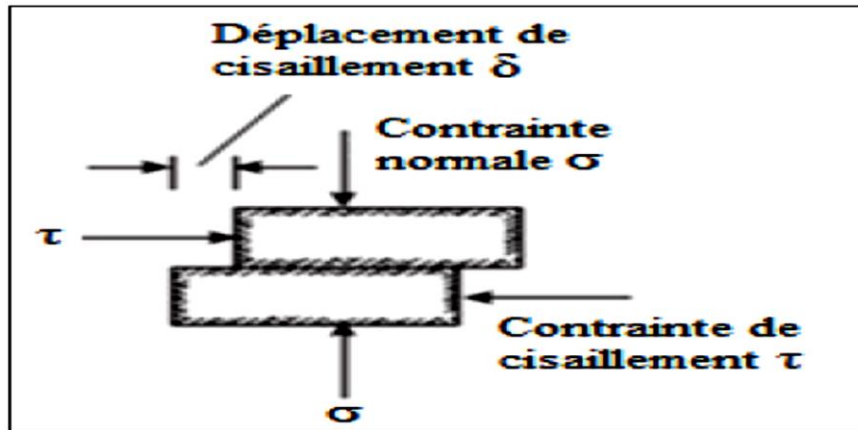
On peut déduire les paramètres de résistance au cisaillement, angle de frottement  $\varphi$  et cohésion  $C$ .

Cet essai s'exprime par la formule :

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad \text{en } [MPa] \quad (\text{I. 4})$$

Tel que :

- $\tau$  : contrainte de cisaillement ;
- $c$  : cohésion ;
- $\sigma$  : contrainte normale ;
- $\varphi$  : angle de frottement interne.



**Figure I.7 :** Résistance de cisaillement. [23]

### e). Critères de rupture

Un critère de rupture du massif rocheux est une relation théorique ou empirique qui caractérise le comportement mécanique d'un massif rocheux. Il permet de définir par une courbe, les zones de stabilité et d'instabilité du massif rocheux soumis à diverses sollicitations. Le critère de rupture du massif rocheux le plus utilisé en mécanique des roches est le critère de Hoek-Brown. Ce dernier est défini par l'équation de base suivante (Hoek et Brown, 1980) :

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m\sigma_c \sigma_3' + s\sigma_c^2} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{I.5})$$

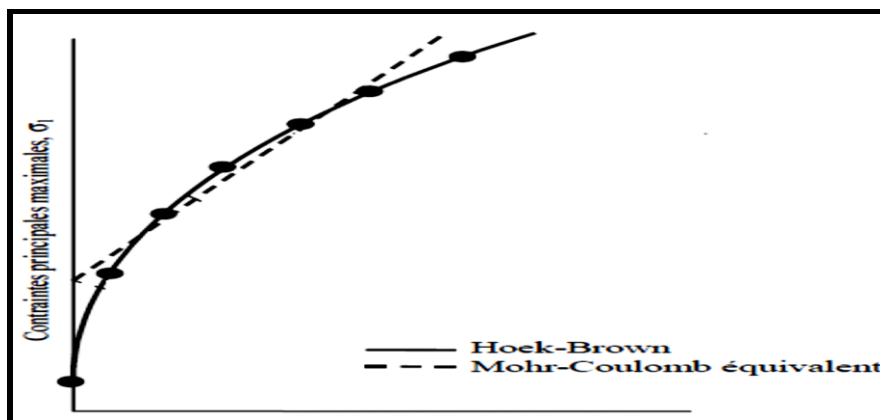
Tel que :

$\sigma_1'$  : Contrainte effective principale majeure à la rupture ;

$\sigma_3'$  : Contrainte effective principale mineure à la rupture ;

$\sigma_c$  : la résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte ;

$m$ ,  $s$  sont des constantes du matériau. [4]



**Figure I.8.** Ajustement du critère linéaire de Mohr-Coulomb au critère non-linéaire de Hoek-Brown, d'après Hoek et Brown (1997). [4]

**f). L'Amplitude au gonflement (essai œdométrique), (XP P 94-090-1)**

C'est la dilatation d'une éprouvette laissée dans un atmosphère confinée, sèche ou humide.

**I.3.1.4. Les propriétés physiques des roches**

- **La porosité (n), (Norme p 94-410-3)**

La porosité traduit la faculté d'un sol à stocker un fluide (air, eau) dans ses interstices, également appelés pores. Elle ne dépend pas essentiellement de la taille des grains mais surtout de leur agencement.

C'est le rapport du volume des vides  $V_v$  de la roche au volume total  $V_t$ .

La détermination de la porosité se donne par la formule suivante :

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100 \text{ en } (\%) \quad (\text{I.6})$$

La porosité varie de quelque % à plus de 40 % dans les roches sédimentaires, elle est plus faible dans les roches magmatiques, souvent inférieure à 1 %.

Les essais géotechniques au laboratoire militaire de Canada ont porté une classification des roches selon leur porosité comme suit :

- Roches de faible porosité :  $0 < p < 5 \%$ .
- Roches de porosité moyenne :  $5 < p < 10 \%$ .
- Roches de porosité élevée :  $10 < p < 20 \%$ .
- Roches de grande porosité :  $p > 20 \%$ .

- **La masse volumique ( $\rho$ ), (NF P 94 -410-1/2/3)**

C'est la masse de l'unité de volume de la roche ( $\text{g} / \text{cm}^3$ ). Suivant l'état du matériau, on définit :  $\rho_s$  la masse volumique absolue ou masse volumique du solide,  $\rho_h$  la masse volumique naturelle,  $\rho_d$  la masse volumique sèche et  $\rho_{\text{sat}}$  la masse volumique saturée .

$$\rho = \frac{M_s}{V_s}; \quad \rho_d = \frac{M_s}{V_t}; \quad \rho_h = \frac{M_h}{V_t}; \quad \rho_{\text{sat}} = \frac{M_{\text{sat}}}{V_t} \quad (\text{I.7})$$

Avec :

- $M_s$  : La masse du matériau sec en [ g ] ;
- $V_s$  : Le volume des grains après broyage en [ $\text{cm}^3$ ] ;

- $V_t$  : Le volume de l'échantillon en  $[cm^3]$  ;
- $M_h$  : La masse naturelle en  $[g]$  ;
- $M_{sat}$  : La masse de l'échantillon saturée en  $[g]$  .

$\rho_d$  dépend de la porosité de la roche, par contre  $\rho_s$  ne dépend que de la minéralogie.

- **La teneur en eau ( $W_e$ ), (Norme p 094-050)**

C'est le rapport de la masse d'eau  $M_w$  sur la masse du solide sec  $M_s$ . [4]

$$We = \frac{M_w}{M_s} \times 100 = \frac{M_t - M_s}{M_s} \times 100 \quad \text{en (\%)} \quad (I.8)$$

Où :

- $M_w$  : La masse d'eau en  $[g]$  ;
- $M_t$  : La masse totale de l'échantillon en  $[g]$  ;
- $M_s$  : La masse sèche des grains solides en  $[g]$  .

- **Le degré de saturation ( $S_r$ ), (NF P 94-252)**

C'est le rapport du volume de l'eau contenue dans l'échantillon au volume des vides. [4]

$$Sr = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad \text{en (\%)} \quad (I.9)$$

Tel que :

- $V_w$  : Le volume de l'eau dans l'échantillon en  $[cm^3]$  ;
- $V_v$  : Le volume des vides en  $[cm^3]$ .

- **La dureté**

La dureté d'un minéral est due à la structure du cristal lui-même : comment les atomes qui le forment à l'échelle microscopique sont organisés. Plus ces atomes sont liés fortement entre eux plus le minéral sera dur. C'est donc une propriété propre au minéral et elle permet de le reconnaître. Certains minéraux peuvent changer de couleur, mais pas de dureté. La mesure de la dureté permet donc de reconnaître un minéral.

Le scientifique, Friedrich Mohs, a eu l'idée de choisir dix minéraux, et de les classer du plus tendre au plus dur, ils sont numérotés de 1 à 10 et servent d'échelle : c'est ce que l'on appelle l'échelle de Mohs .

**Tableau I.3 :** Echelle de dureté de Mohs.

Minéral	Dureté	Minéral	Dureté
Talc	1	Orthose	6
Gypse	2	Quartz	7
Calcite	3	Topaze	8
Fluorine	4	Corindon	9
Apatite	5	Diamant	10

#### • Module de Young

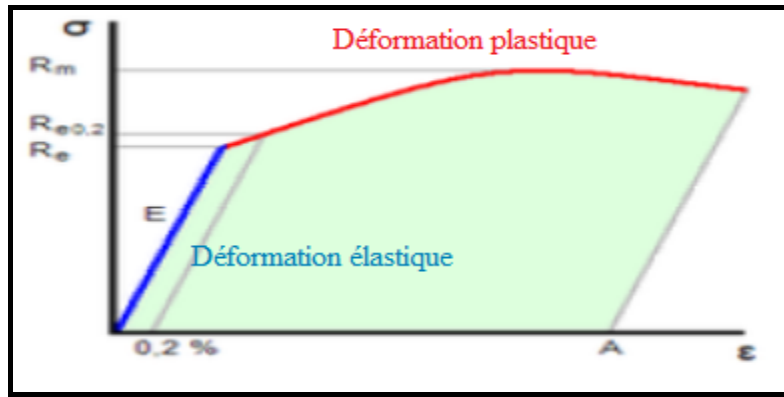
Le physicien britannique Thomas Young (1773-1829) avait remarqué que le rapport entre la contrainte de traction appliquée à un matériau et la déformation qui en résulte (un allongement relatif) est constant, tant que cette déformation reste petite et que la limite d'élasticité du matériau n'est pas atteinte.

La loi d'élasticité est la loi de Hooke :

$$\sigma = E \varepsilon \quad \Rightarrow \quad E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{I.10})$$

avec

- **$\sigma$**  : est la contrainte (en unité de pression) ;
- **$E$**  : est le module de Young (en unité de pression) ;
- **$\varepsilon$**  : est l'allongement relatif, ou déformation (adimensionnel).



**Figure I.9 :** Diagramme contrainte-déformation. [Thomas Young (1773-1829)]

Le module de Young est la contrainte mécanique qui engendrerait un allongement de 100% de la longueur initiale d'un matériau (il doublerait donc de longueur), si l'on pouvait l'appliquer réellement : dans les faits, le matériau se déforme de façon permanente, ou se rompt bien avant que cette valeur soit atteinte.

### I.3.2. Les discontinuités

Nous désignons par le mot discontinuité toute interruption physique de la matrice rocheuse, elles englobent tous les autres termes tels que les fractures, les joints, les diaclases, les failles, les clivages, les plans de stratification de litage de foliation et de schistosité. Dans plusieurs cas il est plus intéressant de distinguer entre les discontinuités naturelles qui ont une origine géomorphologie et les discontinuités artificielles qui sont créées par des activités humaines comme les excavations dans les massifs rocheux. [2]

#### I.3.2.1. Les types de discontinuités

- **Les joints sédimentaires**

Ils sont plus ou moins réguliers séparant les strates. Ils créent une interface de deux matériaux rocheux et ces derniers peuvent être soulignés comme de minces dépôts argileux ou schisteux favorisant le glissement. [6]



**Figure I.10 :** Exemples joints de stratification. [31]

- **Les diaclases**

Elles correspondent à une rupture de type fragile. Elles peuvent être des plans liés à la diagenèse et au retrait de la roche pour certains ou d'origine tectonique pour d'autres. Quoiqu'il en soit, dans les roches stratifiées, les diaclases se présentent pratiquement toujours sous la forme de deux familles orthogonales entre elles et perpendiculaires aux plans de stratification. [6]



**Figure I.11** : Exemple de diaclase. [29]

- **Faille**

Ce sont des surfaces de rupture générées par les effets de cisaillement issus des contraintes de compression (failles inverses ou normales selon l'orientation des contraintes principales ...) ou par traction. Le déplacement des lèvres de la rupture (le rejet) peut avoir une amplitude nulle ou atteindre plusieurs kilomètres.

Il est évident que la genèse de la faille va dépendre d'état de fracturation des épontes (masses rocheuses de part et d'autre de la fracture). Les plans de faille sont souvent marqués de stries indiquant le sens du mouvement et facilitant un rejeu de la faille dans cette direction. [6]



**Figure I.12** : Exemple de faille normal. [30]

- **Schistosité**

Elle résulte de la réorientation des minéraux constitutifs dans une direction perpendiculaire à celle des contraintes de compression auxquelles le massif a été soumis. [6]



**Figure I.13 :** Exemple de schistosité. [29]

- **Les plis**

Les plis sont le résultat de la flexion d'une strate rocheuse sous l'effet d'une force tectonique ou d'un mouvement. [6]



**Figure I.14 :** Exemple des plis.[32]

### **I.3.2.2. Les paramètres caractérisant les discontinuités**

#### **a). Les caractéristiques géométriques des discontinuités**

On définit pour une discontinuité ou une famille de discontinuités les paramètres géométriques suivants :

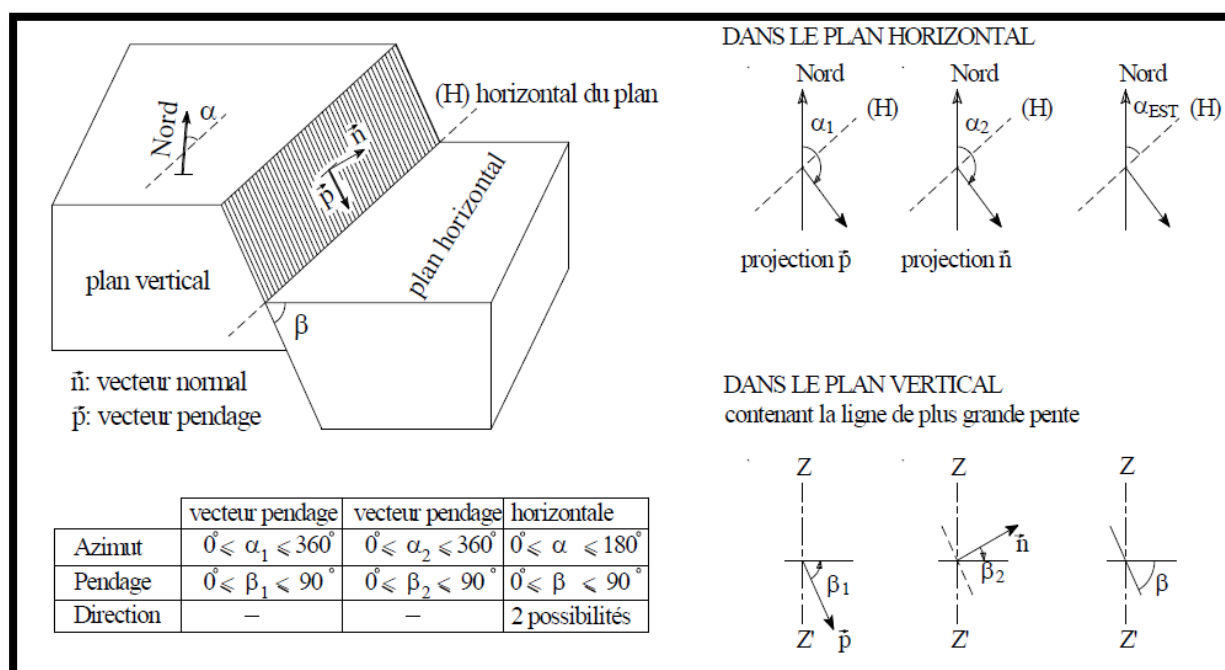
- **Position dans l'espace**

C'est la localisation de la discontinuité dans l'espace par ses coordonnées dans un repère choisi (Ox,Oy,Oz). [2]

### • Orientation

La position du plan de discontinuité est décrite par son orientation dans l'espace muni d'un repère ayant un axe parallèle au nord magnétique .

L'orientation est représentée par la direction de la ligne d'intersection du plan de discontinuité et du plan horizontal, et par le sens et l'angle de pendage de la ligne de plus grande pente. [2]



**Figure I.15 :** Mesure de l'orientation du plan de discontinuité. [2]

### • Extension

L'extension caractérise la dimension de la discontinuité dans l'espace. Ce paramètre est difficile à évaluer car sur le terrain on n'observe pas la totalité de la discontinuité mais uniquement sa trace sur un parement.

L'extension peut être estimée à partir de la distribution de la longueur de trace de la discontinuité. [2]

### • Espacement

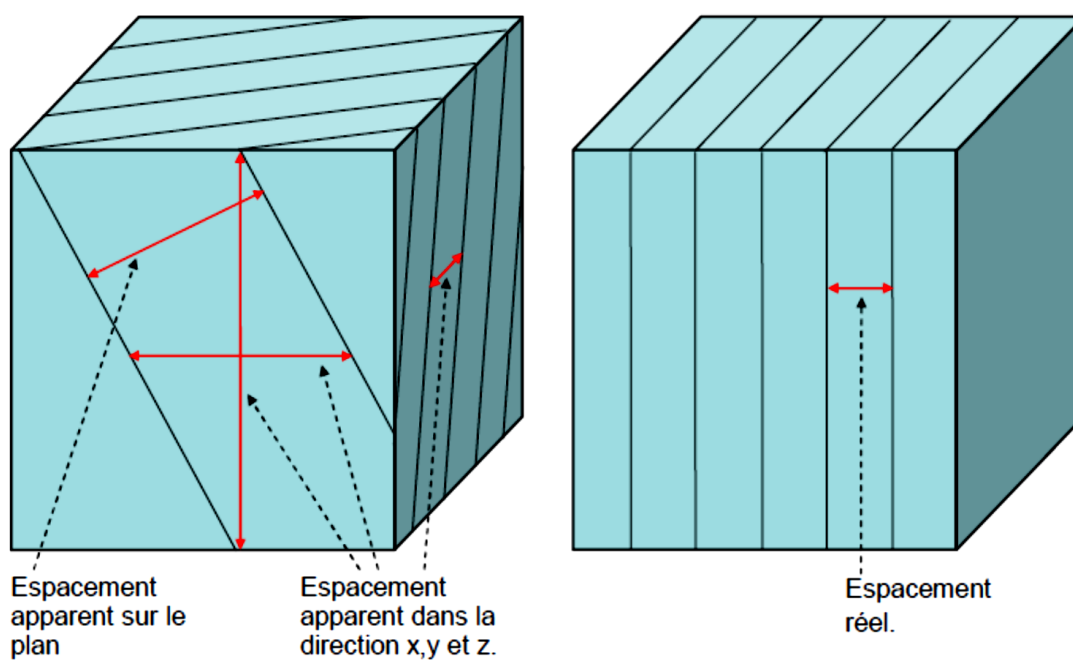
Distance moyen qui sépare deux intersections successives d'une ligne droite (d'échantillonnage), avec les traces des fractures d'un affleurement.

La mesure de l'espacement des joints varié selon la différente face et direction de mesure. Par exemple dans un massif rocheux fissuré verticalement, les mesures selon la direction verticale donneront un espacement bien plus important selon la diction horizontale.

L'espacement des joints contrôle la taille du bloc individuel. Un espacement étroit donne une faible cohésion du massif cela contrôle le mode rupture et l'écoulement. [2]

**Tableau I.4:** Classification selon l'espacement des joints. [6]

Description	Espacement des joints (m)
Espacement extrêmement étroit	$< 0,02$
Espacement très étroit	$0,02 - 0,06$
Espacement étroit	$0,06 - 0,2$
Espacement modéré	$0,2 - 0,6$
Espacement large	$0,6 - 2$
Espacement très large	$2 - 6$
Espacement extrêmement large	$> 6$



**Figure I.16 :** Exemple d'espacement des joints. [6]

- **Ouverture**

Ce paramètre affecte largement la perméabilité des discontinuités et par suite leur comportement hydraulique. Il est défini comme étant la distance entre les deux épontes d'une discontinuité mesurée perpendiculairement à son plan moyen et il suit généralement une loi exponentielle décroissante ou log-normale. La détermination de l'ouverture est limitée souvent aux relevés examinés directement sur un affleurement ou sur des carottes de sondages. [2]

- **Fréquence des joints**

La fréquence est définie comme le nombre de joint par mètre linéaire. C'est l'inverse de l'espacement des joints ( $S_j$ ). [3]

$$\lambda = 1/S_j \quad \text{en} \quad [m^{-1}] \quad (I.11)$$

Tel que :

- $\lambda$  : Fréquence de joints en  $[m^{-1}]$ ;
- $S_j$  : Espacement des joints  $[m]$ .

**b). Paramètres géologique**

- **Remplissage**

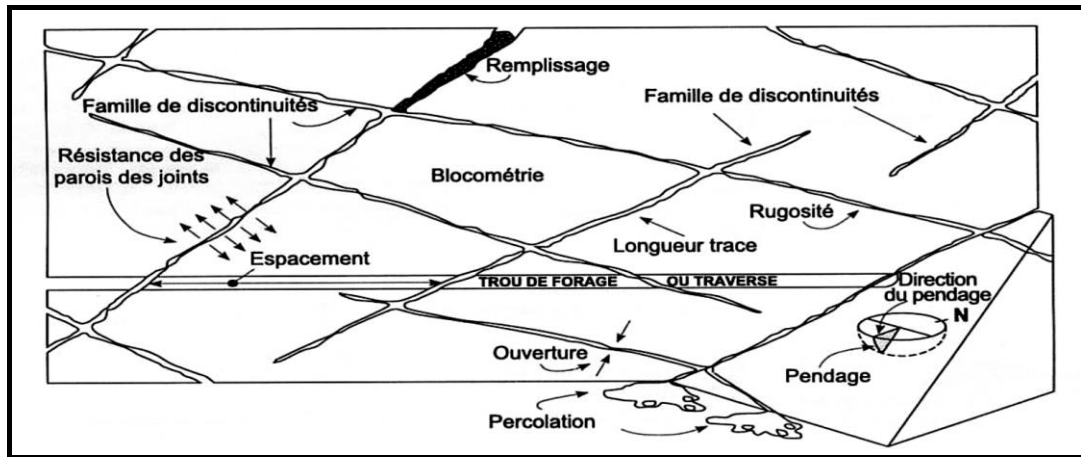
Matériau remplissant totalement ou partiellement la discontinuité. Les propriétés de ce matériau affectent la résistance au cisaillement, déformabilité, ...etc. [6]

- **Rugosité**

Propriété caractérisant les deux surfaces d'une discontinuité, celles-ci peuvent être lisses ou rugueuses. Facteur désignant la direction, la résistance au cisaillement et la stabilité des blocs. [6]

- **Présence d'eau**

La présence d'eau est l'écoulement et la circulation des eaux dans les fissures. [6]



**Figure I.17 :** Les caractéristiques géométriques et géologiques des discontinuités. [6]

### c. Les paramètres mécaniques

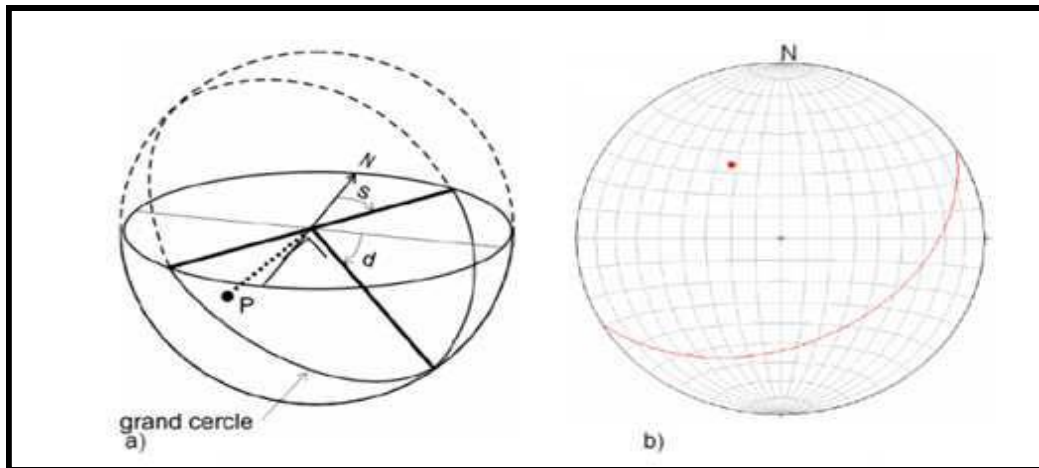
Les caractéristiques mécaniques sont généralement obtenues par des essais en laboratoire, les essais *in situ* étant beaucoup plus rares pour des raisons de mise en œuvre et de coût. Les essais de compression simple et de cisaillement sous contrainte normale permettent de caractériser le comportement des discontinuités. [3]

- **Action normale :** sous un effort de compression, une discontinuité a tendance à se refermer : on observe que sa raideur augmente avec la contrainte. Un déchargement laisse apparaître en général, un déplacement résiduel ;[3]
- **Action tangentielle :** le cisaillement d'une discontinuité sous contrainte normale constante, tel que pratiqué dans une boîte de cisaillement permet de définir les caractéristiques de résistance de pic : cohésion et frottement. Un angle de frottement résiduel peut aussi être défini ; [3]
- **La dilatance :** Le phénomène de dilatance, ou d'écartement des deux lèvres de la fissure est caractérisé par l'angle de dilatance  $\psi$ . Ce phénomène qui accompagne les déformations des discontinuités joue un rôle très important dans le comportement du massif rocheux ; il est à l'origine des expansions importantes que l'on observe dans les milieux fracturés soumis à des fortes contraintes. [3]

#### I.3.3. Etude structurale des discontinuités (la projection stéréographique)

La représentation sur un plan de l'orientation des discontinuités du site constitue une phase essentielle de la description des massifs rocheux. Elle s'effectue à l'aide de la projection stéréographique qui a l'avantage de conserver les angles et les éléments structuraux tels que la droite **D** et le plan **P**, supposés passer par le centre **O** de la sphère, coupent l'hémisphère supérieur respectivement suivant un point ou un arc de grand cercle, que l'on projette sur le

plan horizontal de projection (le point **d** est donc la projection de la droite **D**). Un plan est donc représenté par un arc de cercle (représentation cyclo graphique), mais on peut aussi tracer son pôle qui est la projection de la direction de droite normale au plan (représentation polaire) . Le report des relevés de terrain peut être fait manuellement à l'aide du canevas de Wulff gradué de 2 en 2 degrés ou automatiquement avec des logiciels appropriés. [3]



**Figure I.18 : Projection stéréographique d'un plan. [6]**

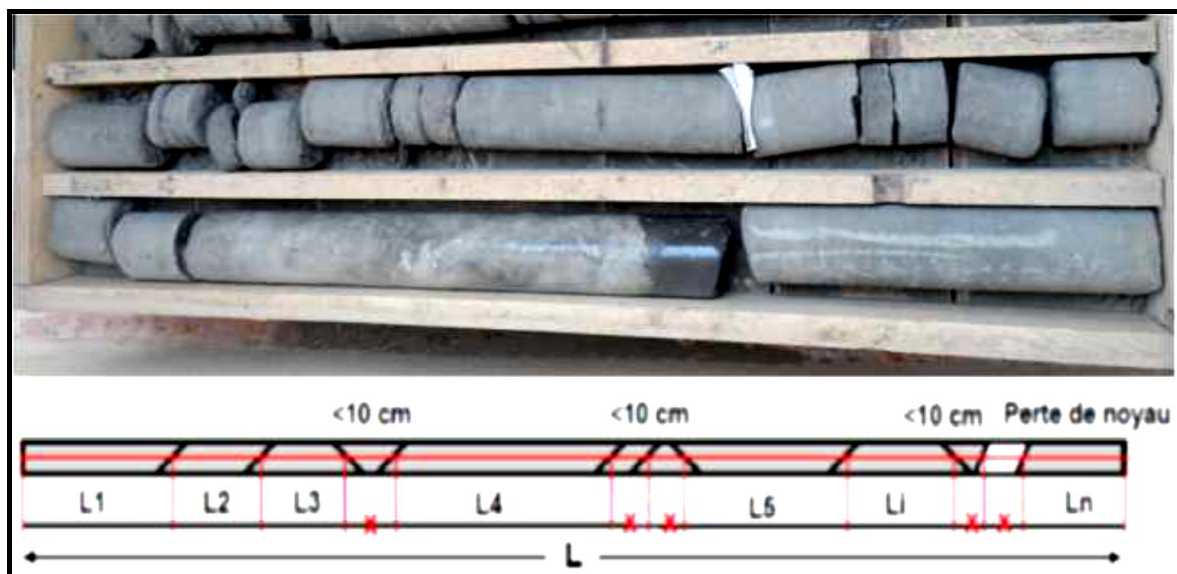
Les discontinuités repérées sur le terrain sont souvent regroupées en familles. On définit pour chacune une direction de plan moyenne. Pour l'étude statistique des directions, on utilise la représentation polaire des plans, dans une projection qui conserve les aires.

## **I.4. Les caractéristiques d'un massif rocheux**

### **I.4.1. RQD (le Rock Quality Designation Index)**

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

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur du forage}} \times 100 \quad \text{en (\%)} \quad (\text{I.12})$$



**Figure I.19 :** Schéma explicatif - méthode du calcul de RQD. [6]

Le RQD puisse être lié et déduit du nombre de discontinuités par unité de volume. Il a proposé la relation suivante, qui serait valable pour des roches sans argile et utilisable lorsqu'aucun forage n'est disponible mais que des traces de discontinuités sont visibles en surface. [Palmström (1982)]

$$\text{RQD} = 115 - 3.3 J_v \quad \text{en } (\%) \quad (\text{I.13})$$

Où  $J_v$  est la densité volumique des joints, c'est-à-dire la somme du nombre de joints par  $\text{m}^3$ , pour toutes les familles de discontinuités présentes. Ce paramètre permet de déterminer les dimensions des blocs dans un système rocheux fracturé. [ISRM, 1978]

**Tableau I.5 :** la classification selon RQD. [Deere, 1988]

Valeur de RQD rocheux (%)	Qualité du massif
<25	Très mauvaise
25 – 50	Mauvaise
50 – 75	Moyenne
75 – 90	Bonne
90 – 100	Excellente

### I.4.2. Degré d'altération

L'état d'altération d'un massif se décrit en établissant un zonage de l'altération pour les différentes formations qui le constituent. On précisera s'il s'agit d'une altération essentiellement météorique ou d'une altération d'origine profonde, hydrothermale (souvent liée au volcanisme actuel ou plus). La superposition de l'état d'altération de matrice avec celui des discontinuités principales permet de classer l'état de l'altération du massif rocheux.

**Tableau I.6:** Description et classes d'état d'altération météorique des massifs rocheux.

[Norme AFTES]

Classes AFTES	Termes descriptifs de degré d'altérations de massifs rocheux
AM1a	Rocher sain
AM1b	Rocher faiblement altéré Altération limitée aux surface de discontinuités principales ; rocher sain dans la masse
AM2	Rocher légèrement altéré Altération faible dans la masse rocheuse mais bien développé sur les discontinuités
AM 3	Rocher modérément altéré Altération bien visible dans toute la masse rocheuse mais matériau non friable
AM4	Rocher très altéré Forte altération dans toute la masse rocheuse
AM5	Rocher complètement altéré La texture et les fissures importantes sont toujours Visibles
AM6	Rocher complètement décomposé Texture et fissuration non reconnaissable Sol résiduel pas de remaniement

### I.4.3. Indice de continuité du massif rocheux $I_{CM}$ :

On définit un indice de continuité (ou de qualité) du massif rocheux  $I_{CM}$  par le rapport de la vitesse  $V_{PM}$  des ondes **P** mesurée sur une base de longueur **L**, à la vitesse  $V_p$  mesurée sur l'échantillon.

$$I_{CM} = \frac{V_{PM}}{V_p} \times 100 \quad \text{en (\%)} \quad (\text{I.14})$$

La notion d'indice de continuité du massif rocheux  $I_{CM}$  permet une appréciation de l'effet d'échelle et de la dégradation des propriétés mécaniques entre l'échantillon de laboratoire (matrice) et le massif.

**Tableau I.7:** Classes de continuité du massif rocheux à l'échelle de mesure L. [26]

Classes	Valeur de $I_{CM}$	Termes descriptifs de la continuité de massif
$I_{CM1}$	> 90%	Continuité du massif très forte
$I_{CM2}$	90% à 75%	Continuité du massif forte
$I_{CM3}$	75% à 50%	Continuité du massif moyenne
$I_{CM4}$	50% à 25%	Continuité du massif faible
$I_{CM5}$	< 25%	Continuité du massif trèsfaible

## I.5. Assemblage des blocs

Afin d'étudier le comportement mécanique ou hydraulique d'un massif rocheux, il est essentiel de connaître son degré de fracturation ainsi que la répartition des discontinuités dans l'espace. Pour un ensemble de massifs rocheux les discontinuités constituent une superposition de différentes familles de fractures disposant chacune de lois de distribution et des caractères statistiques différents. Ces derniers sont souvent déterminés par le biais de la méthode de projection stéréographique.

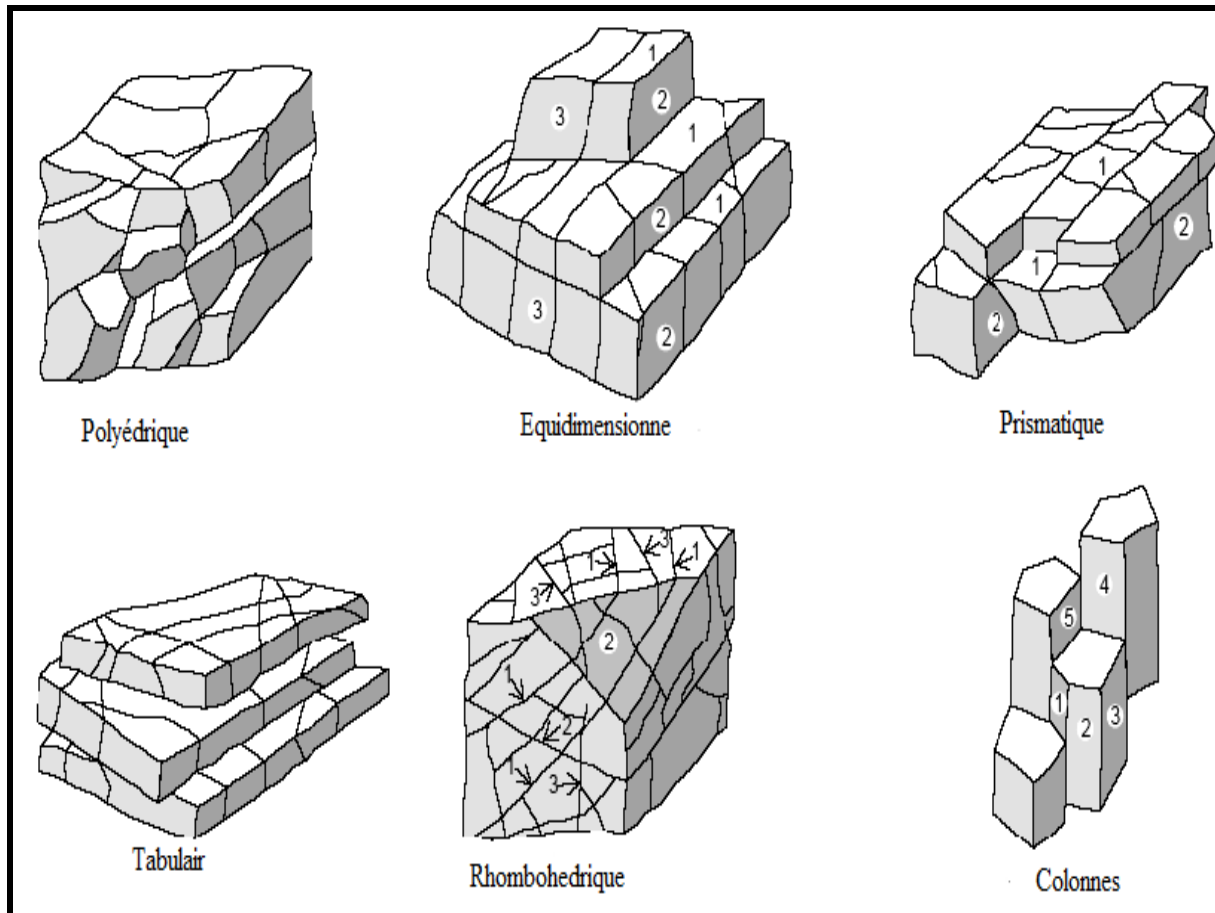
L'objectif principal d'une étude géométrique des discontinuités est de déterminer :

- Si elles sont classables en familles (orientations voisines) ;
- Si elles structurent le massif rocheux en blocs (continuité et Connectivité importantes).

Divers auteurs ont essayé de regrouper les structures géométriques des massifs rocheux dans des catégories bien définies. Nous distinguons :

- Massifs à blocs polyédrique;

- Massifs équidimensionnelles ;
- Massifs prismatiques ou en colonnes ;
- Massifs à bancs minces ;
- Massifs Rhomboédrique ;
- Massifs tabulaire.



**Figure I.20:** Différentes structures géométriques des massifs rocheux fracturés. [8]

## I.6. La classification géomécanique des massifs rocheux

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

Les systèmes de classification prennent en considération plusieurs facteurs affectant la stabilité des massifs rocheux. Ces facteurs sont reliés notamment à la résistance de la matrice rocheuse, la présence de l'eau et la description des discontinuités (nombre de familles,

espacement, rugosité, altération des épontes, matériau de remplissage...). Nous nous intéressons, dans ce qui suit, aux systèmes de classifications quantitatives, nommés également classifications géomécaniques.

La classification géomécanique consiste à quantifier un massif rocheux par une note empirique décrivant sa qualité par une série de termes allant d'un très bon rocher à un rocher très médiocre. Les buts principaux de ces classifications se résument comme suit :

- ✚ Estimer indirectement les propriétés mécaniques à grande échelle d'un massif fracturé, en particulier son module de déformation, sa résistance à la compression simple, sa cohésion et son angle de frottement interne ;
- ✚ Estimer le temps durant lequel le massif rocheux peut tenir sans soutènement (stand-up time). C'est un indice très essentiel dans la détermination de la portée d'excavation ;
- ✚ Donner des recommandations de soutènement des ouvrages. [3]

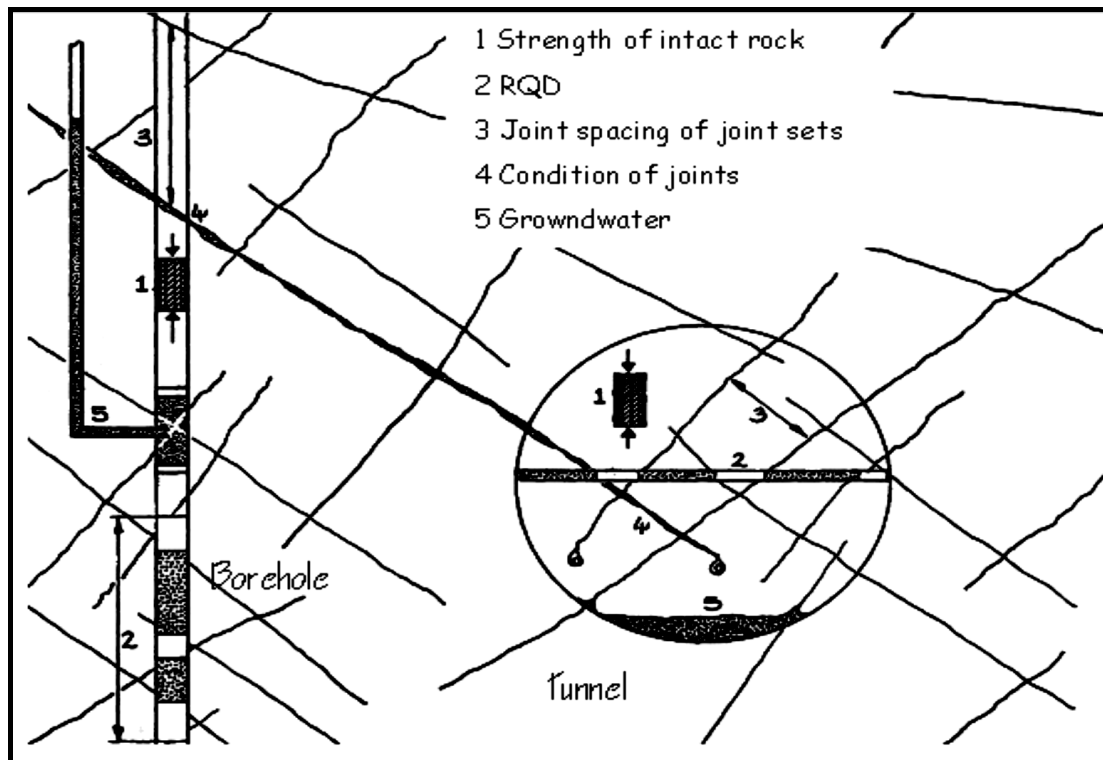
### I.6.1. Le Rock Mass Rating (RMR)

Cette classification a été développée par Bieniawski [1973] au South African Council of Scientific and Industrial Research (SACSIR). Elle est basée sur l'étude de quelques centaines de tunnels creusés principalement dans des roches sédimentaires à profondeur modérée. L'utilisation de cette classification nécessite de diviser au préalable le site en régions homogènes d'un point de vue de structures géologiques. Chaque région est classifiée séparément. Le RMR résulte de la somme de cinq notes de caractérisation (de A1 à A5) et d'une note d'ajustement. [3]

$$\text{RMR} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 \quad (\text{I.15})$$

- ❖ **A 1** : la résistance à la compression uniaxiale de la roche ;
- ❖ **A 2** : la valeur de l'Indice de RQD ;
- ❖ **A 3** : l'espacement des discontinuités (les joints, failles, stratifications et autre) ;
- ❖ **A 4** : l'état et nature des discontinuités, prend en considération l'ouverture des joints, leur continuités, leur rugosités et la présence des matériaux de remplissage ;
- ❖ **A 5** : état des nappes souterraines : les conditions hydrauliques.

Chaque paramètre sera noté afin d'obtenir une note globale caractérisant la qualité de la roche qui est appelée « RMR de base ».



**Figure I.21 :** Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR  
(Bieniawski [1981])

La somme de ces notes attribue une valeur comprise entre 0 et 100 au massif. Cette valeur utilise à plus de 70% la fracturation et elle accorde 15% d'influence aux propriétés de la matrice rocheuse et 15% à la présence d'eau (AFTES [2003]). [3]

**Tableau I.8 :** Paramètres de classification des roches et notes de pondération.

[Z. Bieniawski 1989]

Paramètres			Coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice de franklin Is	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Indice de franklin non utilisé		
		Résistance à la compression	>250 MPA	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5 - 25	1 - 5	< 1
	Notes		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25% - 50%	<25%		
	Notes		20	17	13	8	3		
3	Espacement		>2m	0,6-2m	200-600mm	60-200mm	<60mm		
	Notes		20	15	10	8	5		
4	Nature des joints		Surface très rugueuse non continus. en pentes en contact. En pentes non altérées	Surface légèrement rugueuse épaisseur <1 mm Eponte non altérées	Surface légèrement rugueuse Epaisseur <1mm. Eponte altérées	Surface Lustrée ou remplissage <5mm joints continus	Remplissage mou<5mm où joints ouverts >5mm joints continus		
	Notes		30	25	20	10	0		

5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucun venu d'eau	<10	10-25 l/min	20-125 l/min	>125 l/min
		Pression d'eau contrainte principale	0	<0.1	0.1 - 0.2	0.2–0.5	>0.5
		Hydrogéologie	Complètement sec	humide	Suintement (eau Interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problème sérieux de venues d'eau
	Notes		15	10	7	4	0

Quant aux travaux souterrains, il faut ajouter l'effet du facteur correctif « **B** » (BIENIAWSKI [1989]). Le RMR' s'écrit alors :

$$\text{RMR} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B \quad (\text{I.16})$$

❖ **B** : c'est un facteur correctif qui est en rapport avec l'effet de l'azimut et du pendage des familles des discontinuités sur la stabilité de l'ouvrage.

Cette classification ne prend pas en considération l'état de contrainte in-situ ni la rugosité des fractures et l'angle de frottement du matériau de remplissage ; les roches gonflantes n'y sont pas non plus traitées. L'application de cette classification est limitée aux cas de massif dont la matrice a une bonne résistance et dont le comportement est régi par les discontinuités.

**Tableau I.9:** Note d'ajustement pour l'orientation des joints.[BIENIAWSKI 1989]

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

Après l'addition des notes obtenues, on caractérise la qualité de la roche appelée Rock Mass Rating (**RMR**). On utilise le (tableau I.10) pour connaître :

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

**Tableau I. 10:** Priorités globales attribuées au massif rocheux en fonction des classes  
[BIENIAWSKI 1989]

Note globale RMR	100 - 81	80 -61	60 -41	40 -21	< 20
Classe de rocher et description	1 Très bon Rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	20 ans pour 15 m de Portée	1 ans pour 10 m de portée	1 semaine pour 5 m de portée	10 heures pour 2,5m de Portée	30 mn pour 1 m de portée

### I.6.2. L'indice Q de Barton

L'indice **Q** de Barton est le paramètre central d'une méthode développée par le Norvégien Geotechnical Institute (NGI), cette classification a été établie pour prévoir le soutènement des excavations exécutées dans des terrains à contrainte horizontale élevée. [Barton et al. 1974] cette méthode a été réactualisée en 1993 par la prise en compte de plus de 1000 cas de tunnels. [Grimstad et Barton, 1993].

La méthode appelée Q-système permet l'estimation quantitative des soutènements nécessaires à la stabilité d'une excavation à partir d'éléments suivants :

- La dimension principale (diamètre) de l'excavation à réaliser.
- L'utilisation projetée de futur ouvrage (implicitement du niveau de risque accepté).
- La valeur de l'indice Q du massif rocheux.

L'indice Q de Barton s'exprime par :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (I.17)$$

Elle est caractérisée par un indice de qualité **Q** variant entre 0.001 pour un massif très mauvais et 1000 pour un massif très bon. Dans la pratique, cet indice est réduit entre 0.005 et 50. elle est calculée à partir des six paramètres suivants :

- **RQD** : (Rock quality Désignation, Deer [1964]) caractérise la qualité des carottes de sondage ;
- **Jn** : (Joint set number) représente le nombre de familles de discontinuités ;
- **Jr** : (Joint roughness number) représente la rugosité des épontes de la famille de discontinuité la plus défavorable en terme d'orientation ;

- **Ja** : (Joint alteration number) caractérise l'état d'altération des discontinuités ;
- **Jw** : (Joint water reduction) est un facteur de réduction dû à la présence de l'eau dans les joints ;
- **SRF** : (Stress Reduction Factor) est un facteur de réduction des contraintes dans le massif.

La valeur de **Q** est donc le produit de trois coefficients portant sur :

- $\frac{RQD}{J_n}$  : La taille potentielle des blocs rocheux ;
- $\frac{J_r}{J_a}$  : La qualité mécanique des contacts entre blocs ;
- $\frac{J_w}{SRF}$  : L'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes. [2]

**Tableau I.11:** Classification du massif rocheux selon le Q Barton. [Barton et al ;1974]

Valeur de Q	Description
>1000	Roche extrêmement à exceptionnellement bonne
400 – 1000	Très bonne roche
100 – 400	Bonne roche
40 – 100	Roche acceptable
10 – 40	Roche pauvre
1 – 10	Roche pauvre
0.1 – 1	Roche très pauvre
0.01 - 0.1	Roche extrêmement pauvre
0.001 – 0.01	Roche exceptionnelle pauvre

### I.6.3. Comparaison des utilisations du RMR et du Q-system

**Tableau I.12 :** Comparaison des utilisations du RMR et du Q-system dans le domaine des travaux souterrains. [8]

	RMR	Q-système
Caractérisation globale du massif rocheux	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bonne pris en compte de l'organisation de la fracturation, sauf pour les massifs rocheux anisotropes (schistes, ardoise...)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bonne pris en compte des propriétés mécanique des discontinuités</li> <li>• Prise en compte des contraintes naturelles</li> </ul>
Evaluation des caractéristiques mécanique à l'échelle du massif	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Existence de relations empiriques liant RMR aux paramètres de déformabilité et de résistance</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Existence de la relation empirique liant Q et paramètre physiques et mécanique (vitesse des ondes longitudinales, déformabilité)</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• utilisation nécessitant une très grande prudence, en particulier pour les paramètres de résistance :</li> </ul> <p>proscrire les corrélations en cascade type Q ➡ RMR</p> <p>➡ (C, <math>\phi</math>)</p>	
Utilisation pour les ouvrages	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Prise en compte de l'orientation des discontinuités par rapporte à l'ouvrage.</li> <li>• Définition rapide de la longueur de volée.</li> <li>• Définition du temps de tenue sans soutènement (rapproche conservative)</li> <li>• Ne prend pas en compte la méthode d'excavation</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Non prise en compte de l'orientation des discontinuités par rapport à l'ouvrage</li> <li>• Définition rapide des soutènements à mettre en œuvre (voute, parements &amp; intersections) mais fausse impression de précision concernant la longueur des boulons</li> <li>• Utilisation en phase amont (projet) et aval (suivi de creusement)</li> <li>• Prise en compte de l'évolution des techniques de soutènement</li> </ul>

#### I.6.4. Le Geological Strength Index (GSI)

Introduit par Hoek [1995] puis amélioré par Hoek et Brown [1997], le Geological Strength Index ne présente pas une classification géomécanique en soi. Cependant, il constitue un lien entre le RMR (Q-system) et la détermination des paramètres de déformabilité et de résistance des massifs rocheux.

Afin d'estimer le GSI, il est nécessaire de calculer le **RMR'** et le **Q'** qui sont des valeurs modifiées de **RMR** et de **Q**. Le **RMR'** est calculé en retenant une valeur 15 pour le coefficient relatif à l'eau (A5) et une valeur nulle pour le coefficient de correction relatif à l'orientation des discontinuités (B). [10]

$$\text{RMR}' = A1 + A2 + A3 + A4 + 15 \quad (\text{I.18})$$

De même, **Q** ne se calcule en ne tenant pas compte de l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes ( $J_w/\text{SRF}$ ).

$$Q' = \frac{\text{RQD}}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (\text{I.19})$$


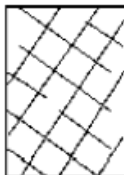




Ayant calculé **RMR'** et **Q'** le GSI se détermine comme suit :

$$\text{Si } \text{RMR}' > 23 \longrightarrow \text{GSI} = \text{RMR}' - 5 \quad (\text{I.20})$$

$$\text{Si } \text{RMR}' \leq 23 \longrightarrow \text{GSI} = 9(\log Q' + 44) \quad (\text{I.21})$$

L'estimation du **GSI** s'appuie sur une observation directe de la structure du massif rocheux à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. Cet indice varie entre 5 et 85, par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité.

**Tableau I.13:** Estimation de GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse  
[Hoek et Brown ;1995]

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

### I.6.5. Corrélation entre les différentes méthodes de classification

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

$$\text{RMR} = 9 \log Q + 44 \quad (\text{I.22})$$

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

$$\text{GSI} = \text{RMR}_{76} \quad (\text{I.23})$$

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

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

$$\text{GSI} = \text{RMR}' - 5 \quad (\text{I.24})$$

- Avec une note pour les eaux souterraines de 15 (sec) et un ajustement pour l'orientation des discontinuités égal à 0.[18]

### I.7. Conclusion

Les massifs rocheux sont composés par matrice rocheuse d'une part et de discontinuités la d'autre part, ils ont un comportement mécanique et une structure géométrique. Les discontinuités jouent un rôle important sur l'instabilité du massif.

L'identification géotechnique d'un massif rocheux exige la détermination des propriétés (physiques, mécanique, géométriques) de la roche ainsi que les discontinuités qui l'interrompt (orientation, pendage, persistance). Ceci s'avère possible, uniquement par le biais d'un nombre d'essais effectués sur site, et au laboratoire.

Les méthodes de classification empiriques (RMR, Q- system et GSI...) sont fréquemment utilisées dans le calcul des ouvrages souterrains. On se base sur ces méthodes pour la détermination ou le dimensionnement des soutènements et l'évaluation de la déformabilité et la stabilité des ouvrages. Le choix du système de classification à adopter doit tenir compte des particularités du cas d'étude.

# *Chapitre II*

## *Construction souterraine*

## II.1. Introduction

Les ouvrages souterrains regroupent un grand nombre d'ouvrages comme des puits et des galeries pour l'exploitation minière et pétrolière, des conduites, des canalisations et des collecteurs d'assainissement, des parkings, des réservoirs souterrains, des usines et des gares souterraines, des tunnels autoroutiers et ferroviaires, des galeries de métro etc. Ces ouvrages souterrains présentent la particularité d'être entièrement construits dans un massif de sol ou de roche.

## II.2. Définition et domaine d'emploi

On définit comme tunnel tout ouvrage construit en souterrain servant de voie de Communication et destiné à divers usages cités ci-après.

Plusieurs domaines d'emploi des tunnels peuvent être cités par leurs utilités, selon l'obstacle et le but envisagé à savoir :

- Le domaine routier et ferroviaire : affranchissement d'un obstacle naturel imposé sur l'axe de la voie ou bien pour éviter des risques d'utilisation (chutes de pierres, glissements, étroitement en falaises...);
- Le domaine urbain : allègement de la circulation à la surface des grandes villes (métros, galeries, parkings, ....);
- Le domaine hydraulique : évacuation des crues, connexion d'une rivière éloignée à un barrage...);
- le domaine industriel : stockage des déchets industriels dangereux (déchets nucléaires,...);
- le domaine naval : abris pour différents matériels naval. [12]

## II.3. Importance des ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création des nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses. En zone urbaine, le sous-sol devient une alternative quasi incontournable aux problèmes d'occupation et d'encombrement de surface.

La réalisation des travaux en souterrain permet de s'affranchir des obstacles, d'utiliser au maximum l'espace souterrain quasi illimité et de libérer la surface au sol. [11]



**Figure II.1 :** Espace souterrain. [11]

#### II.4. Classification des ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains sont des ouvrages enterrés construits par percement dans les terrains vierges sans ou avec déblaiement des masses de terres supérieures. Parmi les différentes classifications qui sont présentes, nous citerons celle de [Barton et al. 1974] qui classe les ouvrages souterrains suivant leur destination, en caractérisant la sécurité requise par ordre croissant.

**Tableau II.1:** Classification des ouvrages souterrains. [Barton et al. 1974]

Classe	Description
<b>A</b>	Excavation minière à caractère temporaire.
<b>B</b>	Puits verticaux
<b>C</b>	Galeries hydrauliques, Collecteurs d'assainissement, Galerías de reconnaissances.
<b>D</b>	Cavité de stockage, stations de traitement d'eau, tunnels routiers et ferroviaires, tunnels d'accès.
<b>E</b>	Usines souterraines (plus souvent hydroélectrique), tunnels autoroutiers. Tunnel ferroviaires. Galerías du métro, Abris de défense civile.
<b>F</b>	Centrales nucléaires souterraines. Gares souterraines. Salles ouvertes au public (Sports, Spectacles).

## II.5. Principaux et différents types des ouvrages souterrains

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

➤ Les tunnels de communication parmi lesquels :

- Les tunnels ferroviaires, routiers ;
- Les tunnels de navigation ;
- Les tunnels de transport .

➤ Les tunnels et cavités de stockage :

- Galeries hydrauliques, galeries de canalisations ; stockages liquides ou gazeux.

b) Si l'on se réfère à leur mode d'exécution, on peut distinguer:

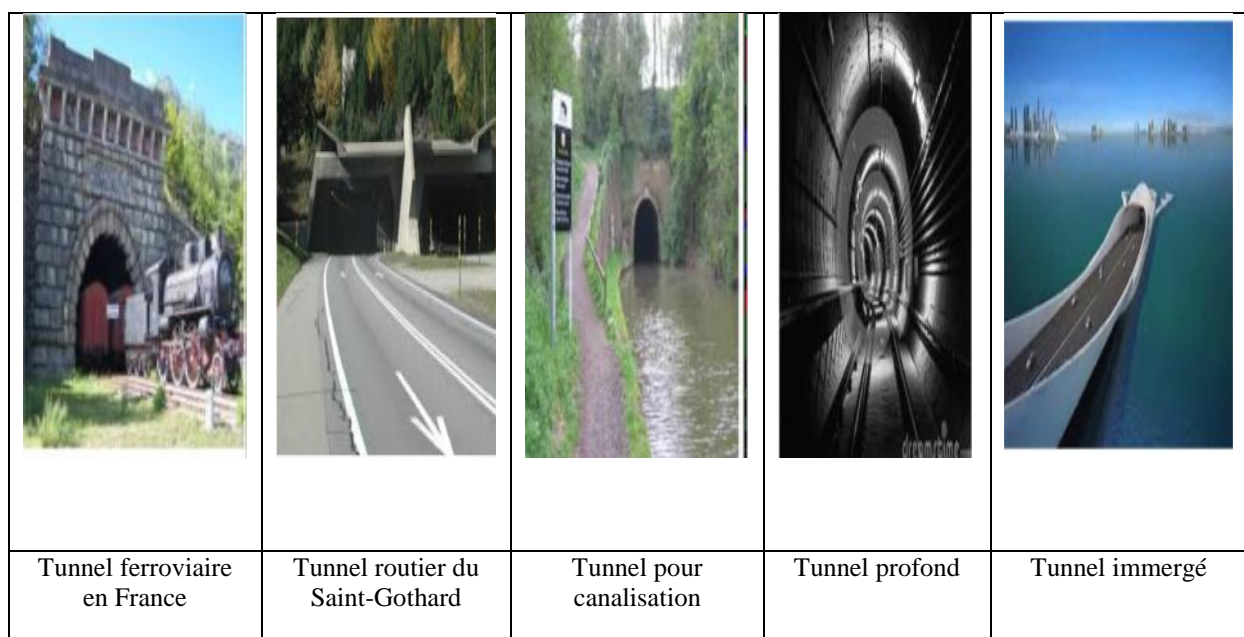
- Les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert ;
- Les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur ;
- Les tunnels construits par éléments immergés.

c) Si l'on se réfère à la forme des ouvrages, on peut distinguer :

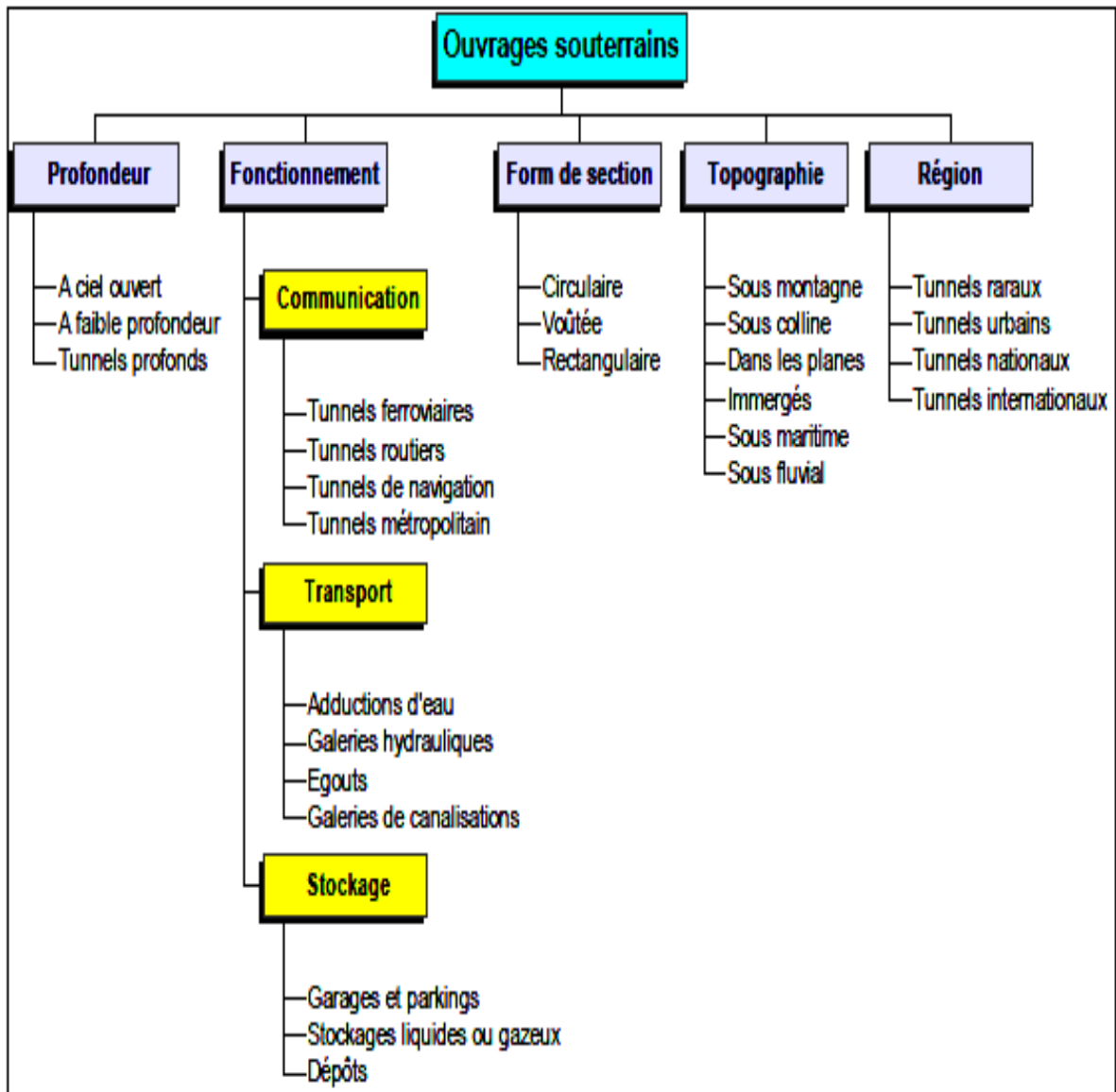
- Les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable ;
- Les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante .

d) Si l'on se réfère leurs fonctionnalités , on peut distinguer :

- Tunnels profonds, peu profond : les tunnels profonds sont excavés, souvent à l'aide de ce qu'on appelle un tunnelier. Pour les profondeurs intermédiaires. [11]



**Figure II.2 : Quelques types des tunnels. [11]**



**Figure II.3 :** Classification globale des tunnels .[J.IDRIS.2007]

## II.6. Phase de réalisation d'un tunnel

### II.6.1. Critères de choix pour le creusement des tunnels

**Tableau II.2** : critères de choix du méthode de creusement. [11]

Critère de choix		Nature de terrain	Matériels	Section du creusement
<b>Méthodes</b>	l'explosif	Toutes les natures de roches	Ne varie pas fondamentalement en fonction du terrain	-
	Méthodes mécanisées	Sols homogènes	Varie considérablement en fonction au terrain	-
<b>Type de machine</b>	Machine à attaque ponctuelle	Terrain tendre mais cohérent	-	Toutes sections
	Machine à attaque ponctuelle	Sols homogènes	-	Section circulaire
<b>Type de confinement</b>	Bentonite ou air comprimé	Terrain instable	-	-
	Confinement pâteux	Terrain hétérogène	-	-
<b>Type de tête de coupe</b>	Couteaux	Sols	-	-
	Pics à crayon	Roche mi dur	-	-
	Molettes à disques	Roche dure à très dure	-	-

### II.6.2. Creusement d'un tunnel

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

Les progrès de ces dernières années dans les techniques de creusement, de soutènement et de revêtements permettent maintenant de réaliser des ouvrages dans tous les types de terrain.

#### II.6.2.1. Méthodes de creusement

##### a). L'abattage à l'explosif

L'abattage avec l'emploi de l'explosif est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans lesquels un abattage manuel ou un terrassement mécanique (machine foreuse, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique. L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivant :

- Le traçage et perforation du plan de tir.
- Chargement des touts de mines et tir de volée.
- Ventilation et purge de l'excavation.
- Evacuation des déblais du front de taille (marinage). [13]

Les explosifs actuels sont dits de sûreté car ils ne peuvent détoner sous l'action d'un simple choc ou d'une élévation de température. Ils détonnent sous l'action d'une onde de choc générée par l'un des quatre types de détonateurs :

- à mèche (non-utilisés en tunnels).
- électriques instantanés ou à retard (très utilisés en tunnel).
- non-électriques.
- électroniques.

Un plan de tir satisfaisant en tunnel doit avoir pour résultat une fissuration minimale du rocher en parements, un découpage du rocher proche du profil théorique (pour limiter les hors-profils) et une fragmentation suffisante des produits de marinage.

La figure 6.1. représente un plan de tir en tunnel. Les numéros indiquent les retards des détonateurs, c'est-à-dire la séquence dans laquelle sont tirés les différents forages chargés.[14]

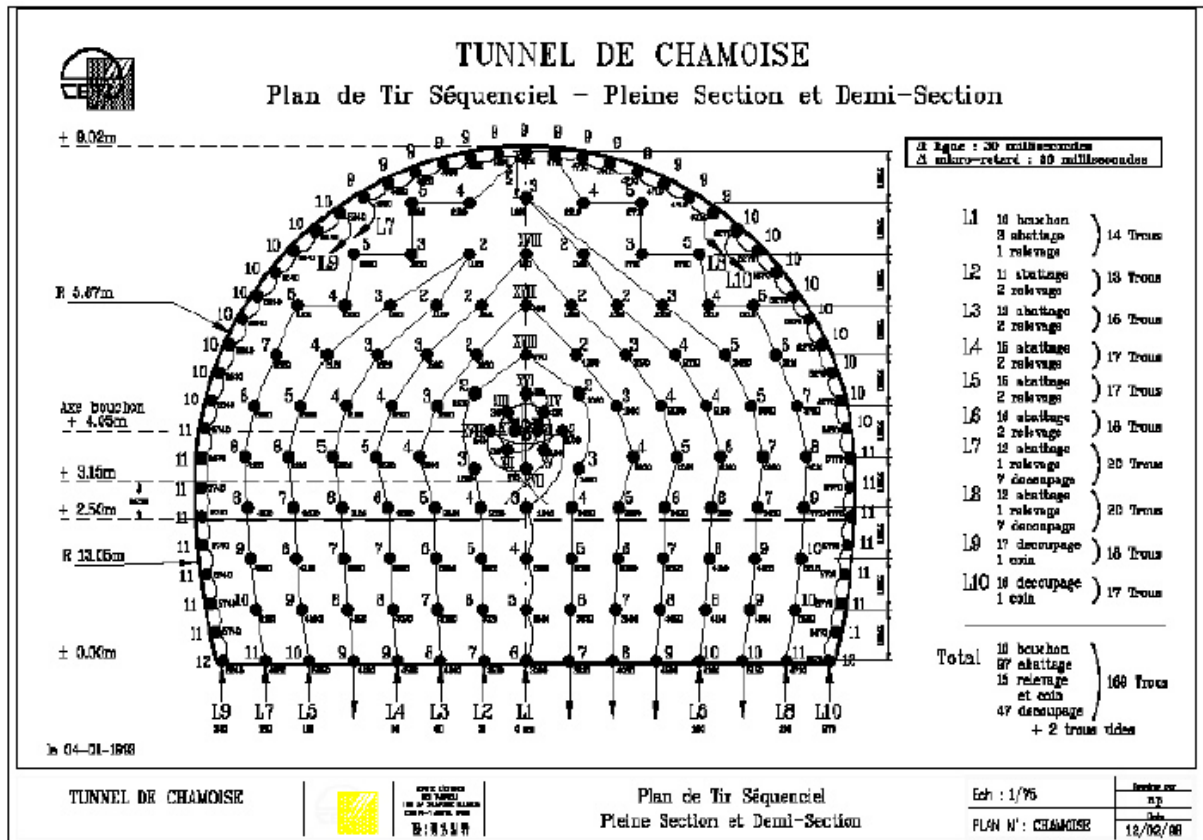


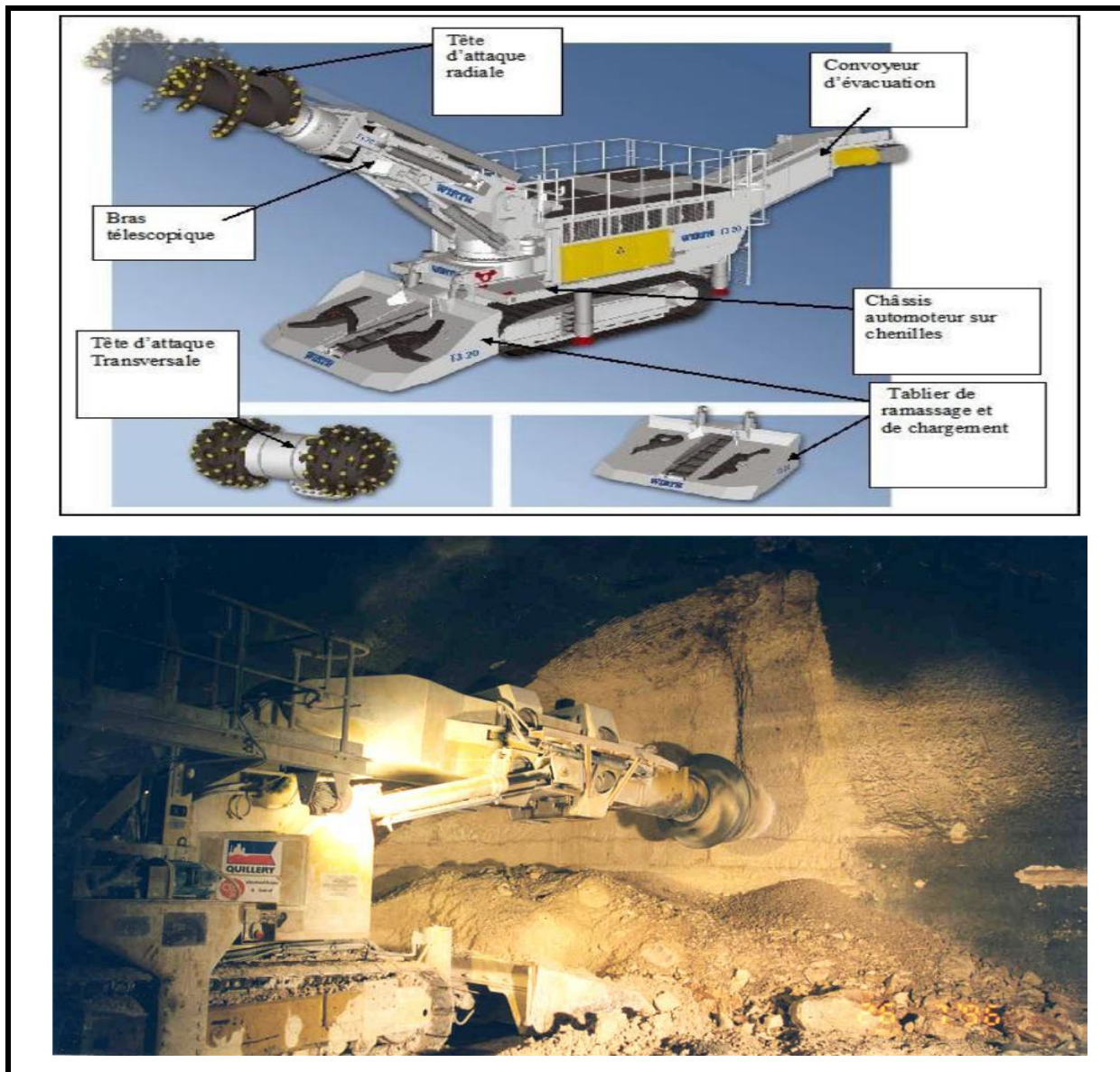
Figure II.4: plan de tir du front de taille d'un tunnel. [14]

### b). Creusement mécanique

L'abattage mécanique des tunnels au roches. C'est-à-dire l'abattage sans utilisation des explosifs, s'est développé principalement à partir de 1950. [15]

#### b).1. Le creusement mécanique d'attaque ponctuelle

Le creusement mécanique utilisant des machines d'attaques ponctuelles est employé pour des tunnels de différentes sections complètes ou divisées. Cette technique est généralement consacrée aux travaux souterrains dans des roches moins dures. Les méthodes mécanisées peuvent être également utilisées dans presque toutes les natures de terrains à condition qu'ils soient relativement homogènes. [16]



**Figure II.5:** Machines à attaque ponctuelle (Extrait de la brochure de Wirth). [11]

### **b).2. le creusement mécanique d'attaque globale (Tunnel Boring machine TBM)**

Cette méthode convient particulièrement au creusement de tunnels en zones urbaines et pour des tunnels de grande longueur. Dans les terrains meubles on utilise des foreuses rotatives qui creusent en pleine section circulaire équipées d'une tête de foration et pourvues d'un poste de guidage.

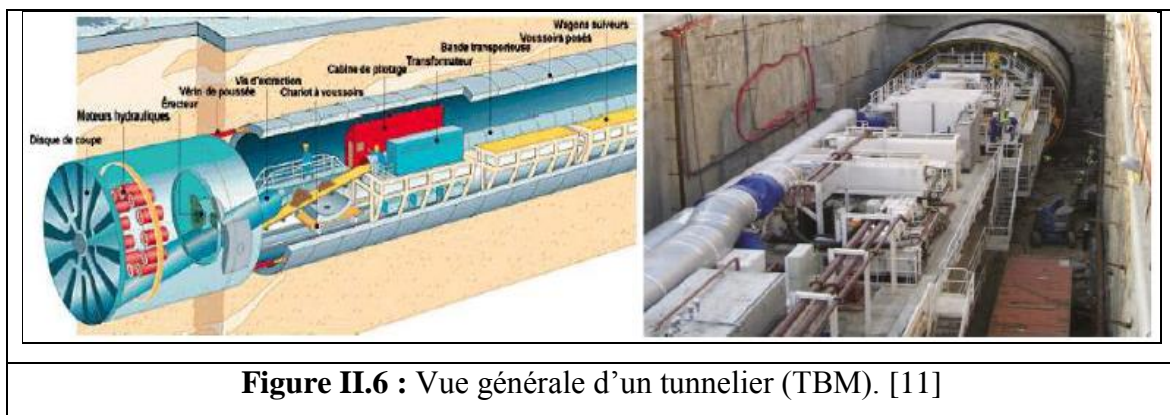
#### **b).2.1. Définition d'un tunnelier**

Machine complexe qui assure en continu les fonctions suivantes:

- Excavation du terrain;
- Stabilisation et soutènement du front de taille;

- Soutènement provisoire des parois du tunnel juste derrière le creusement;
- Evacuation des déblais;
- Mise en place du soutènement provisoire ou du revêtement définitif;
- Guidage selon l'axe théorique prévu;
- Avancement automatique à l'aide de vérins.

Il permet de creuser des tunnels de diamètre compris entre 2 et 15 mètres. Il est particulièrement adapté pour le creusement de terrains meubles sur de grandes longueurs (du fait de son coût d'investissement). Sa vitesse d'avancement est de l'ordre de 10 à 50mètres par jour. On distingue trois types de tunneliers qui sont choisis en fonction de la nature du terrain à creuser. [11]



**Figure II.6 : Vue générale d'un tunnelier (TBM). [11]**

### II.6.2.2. Technique de creusement mécanisé

Il existe plusieurs techniques de creusement des tunnels :

#### a). Creusement en pleine section

Généralement le choix du creusement en pleine ou demi-section est commandé par la qualité du terrain .

Le creusement en pleine section est bien adapté aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté, il convient de comprendre les techniques d'avancement donnant lieu à un dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois.

#### b ). Creusement en demi-section

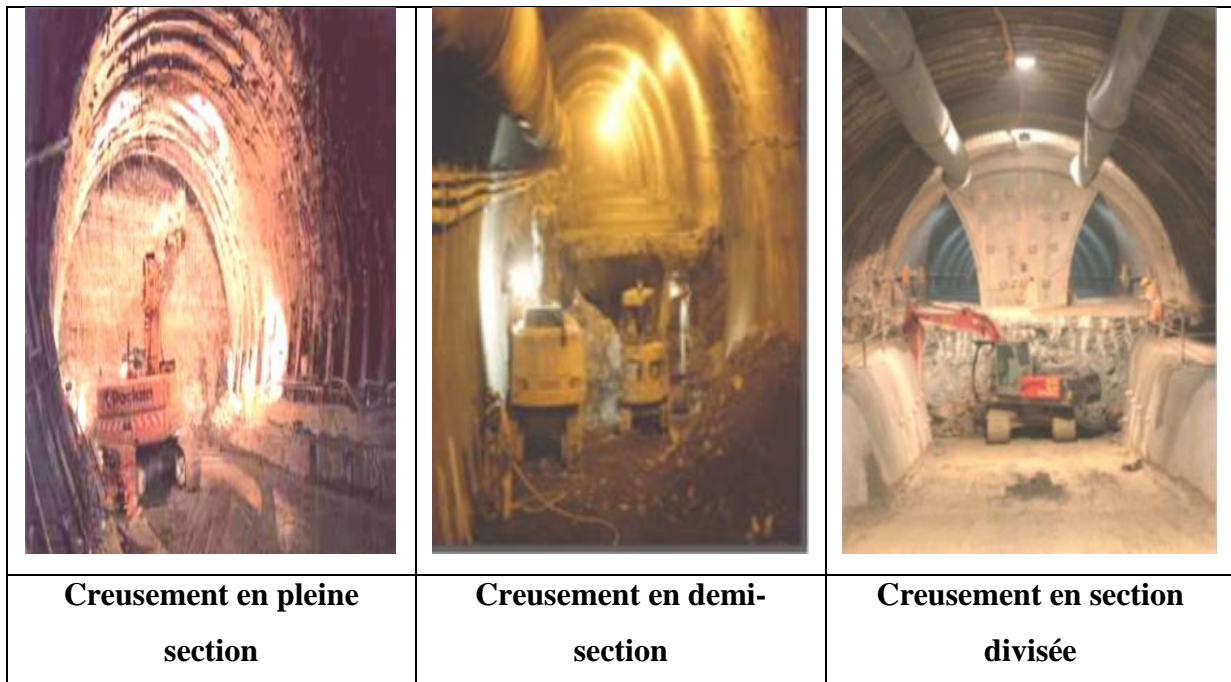
Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur de l'avancement unitaire. Dans certains terrains difficiles, il est possible de réaliser très rapidement la pose du soutènement en mettant celui-ci en place dans une excavation périphérique et en le bétonnant provisoirement sur le merlon central.

### c). Creusement en section divisée

Ce type de creusement a surtout été utilisé alors que les procédés de pré- soutènement et de renforcement du front de taille n'étaient pas encore bien développés. Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement final.

Plusieurs manières de diviser la section sont possibles:

- On l'utilise quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi-section ;
- Cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée. Chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l'évolution du terrain. [11]



**Figure II.7 :** L'excavation par les différents modes d'attaque. [11]

### II.6.3. Purge et marinage

L'opération de purge est assez délicate, puisqu'elle consiste à faire tomber de la voûte et du front les blocs et les écailles non stables. Elle se fait à l'aide d'un pic manuel spécialement conçu pour cet usage, la pince à purger. L'autre opération simultanée ou venant juste après, qui consiste à charger et évacuer les déblais, s'appelle le marinage. Il est réalisé à l'aide d'une pelle classique et d'un camion benne (dumper).

Lorsque la distance l'impose, on peut être amené à utiliser une locomotive tractant des berlines ou encore un convoyeur à bande. Dans ce dernier cas, il convient de prévoir un concasseur pour réduire la taille des blocs transportés. [11]



**Figure II.8:** purge et marinage (Projet de tunnel d'Ait Yahia Moussa).

#### II.6.4. Pré-soutènement

Consistant à limiter le déconfinement en avant du front de taille. La voûte parapluie fait partie de cette catégorie. Elle est constituée d'une série de tubes métalliques ( $\varnothing$  30 à 90 mm) placés tout autour du front de taille et reposants sur les derniers cintres.

On excave ainsi sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres que l'on place à mesure de l'avancement de l'excavation. On peut également rencontrer la technique de la pré-voûte, où une coque de béton est projetée dans une saignée en avant du front sur tout le profil du tunnel (découpage puis bétonnage). [14]



**Figure II.9:** Pré-soutènement (projet de tunnel d'Ait Yahia Moussa).

## II.6.5. Soutènements

### II.6.5.1. Définition

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

### II.6.5.2. Mode d'action des soutènements

Le soutènement provisoire est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du soutènement provisoire en fonction de leur mode d'action par rapport au terrain.

Les techniques les plus couramment utilisées sont:

- Des soutènements métalliques: cintres métalliques, blindage, boulons ;
- Des soutènements en béton: béton projeté, prévoûte en béton ;
- Des soutènements mixtes: cintres réticulés associés à du béton projeté.

De point de vue de leur mode d'action, les soutènements peuvent être classés en plusieurs. On peut distinguer quatre catégories différentes principales :

- a) Les es soutènements agissants par confinement du terrain encaissant. On distingue :
  - Le béton projeté seul ;
  - Le béton projeté associé à des cintres légers .
- b) Les soutènements agissant comme armature du terrain encaissant, il s'agit des boulonnages sous divers formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément. On distingue :
  - Les boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine) ;
  - Les boulons à ancrage reparté (scelles à la résine ou au mortier) ;
  - Les barres foncées.
- c) Les soutènements agissant par supportage.
  - Les cintres lourds ; cintres légers ;
  - Les plaques métalliques assemblées ;
  - Les voussoirs en béton ;
  - Les tubes perforés (voûte parapluie) ; boucliers.

d) Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques. On distingue :

- Les injections de consolidation ;
- L'air comprime ;
- La congélation. [11]

### II.6.5.3. Choix d'un mode de soutènement

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

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

📌 Une phase complémentaire d'analyse économique qui fait intervenir : D'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût ; D'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré :

- Plus ou moins grande mécanisation ;
- Longueur du tunnel ;
- Délais à respecter.

Comme le souligne [Rousset. 1990] , parmi toutes les solutions de soutènement possibles pour un projet de tunnel, le meilleur choix est celui qui satisfait, au mieux, à la fois :

- Le critère économique (soutènement léger et facile à mettre en œuvre) ;
- Le critère de sûreté (conserver l'intégrité du massif en limitant le développement de la dégradation du massif au voisinage de l'ouverture). [11]

### II.6.5.4. Les différents types de soutènement

#### a) Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Si l'emploi de la gunite comme simple protection de terrain est relativement ancien, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse, et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la

méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NATM).

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Le confinement générale qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécanique du terrain qui résulte obligatoire d'un desserrage trop important. D'un point de vue pratique, l'épaisseur du béton projeté est généralement comprise entre 10 et 25 cm. Il est le plus souvent mis en place en plusieurs passes et armé de treillis généralement fixé à la paroi par des épingles ou par l'intermédiaire des boulons s'il y en a. La projection peut se faire par voie sèche ou par voie humide. Dans le premier cas, le transport se fait de façon pneumatique et l'eau est ajoutée à la lance. Dans le deuxième cas, le mélange d'eau est réalisé au malaxeur, le transport se fait à la pompe et l'air est injecté à la lance pour assurer la projection. [11]



**Figure II.10 :** Béton projeté (Projet de tunnel d'Ait Yahia Moussa).

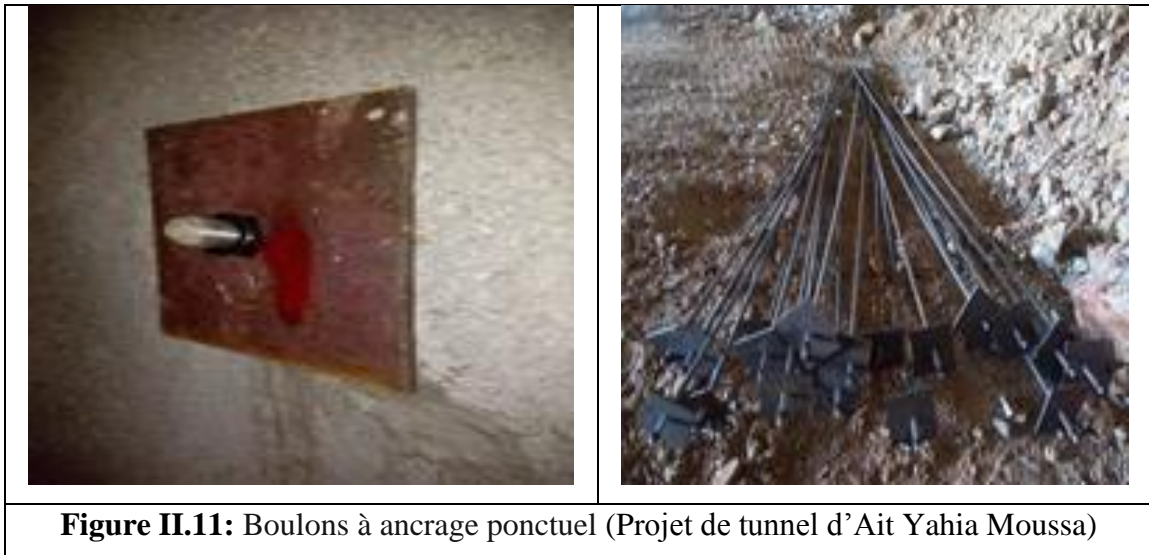
### **b) . Les boulons d'ancrage radiaux**

Il existe deux types principaux de boulons utilisés en travaux souterrains, les boulons à ancrage ponctuel et les boulons à ancrage réparti (appelés couramment boulons à scellement continu ou ancres). Dans certains cas particuliers, on peut également utiliser des tirants d'ancrage précontraints. [15]

### b).1. Boulons à ancrage ponctuel

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas influencer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures et mi-dures même fissurées. On peut assurer l'épinglement de blocs instables.

Les boulons à ancrage ponctuel sont autoserrants, c'est-à-dire qu'ils se mettent automatiquement en tension sous l'effet de l'expansion des terrains, l'effet de coincement de l'ancrage augmentant avec la tension du boulon. [13]



**Figure II.11:** Boulons à ancrage ponctuel (Projet de tunnel d'Ait Yahia Moussa)

### b).2. Les boulons à ancrage réparti

Comportent une barre nervurée (par exemple acier à haute adhérence) scellée sur toute sa longueur dans le forage. Il existe aussi des boulons en fibre de verre pour assurer, par exemple, la stabilité d'un front de taille ou pour toute autre zone devant ultérieurement être démolie. Suivant la nature et le mode de mise en œuvre du produit de scellement, on distingue plusieurs types de boulons :

#### ➤ Les boulons avec scellement à la résine

Des cartouches de résine contenant dans des compartiments séparés la résine et le catalyseur sont introduites dans le trou. Elles sont perforées et mélangées lors de l'introduction et de rotation de la barre à l'aide d'une perforatrice (plus de 200t/mn). Pour assurer une bonne adhérence entre la tige et le massif, le trou d'ancrage doit être parfaitement

calibré et le jeu entre le boulon et le terrain doit correspondre aux prescription du fabricant des cartouches de résine (quelques millimètres).

Les boulons à la résine ne sont pas recommandés en présence d'eau en raison des aléas de polymérisation de la résine.

➤ **Les boulons avec remplissage préalable au mortier**

Avant la mise en place de la barre, le trou est injecté avec un mortier de ciment introduit depuis le front par un tube .le mortier injecté par une pompe repousse le tube vers l'extérieure du tube.

Cette méthode est recommandée dans les terrains fissurés ou hétérogènes ou les trous de foration sont mal calibrés.

Néanmoins, et en particuliers pour les ancrages en voute, la mise en œuvre satisfaisante des ancrages au mortier nécessite un personnel qualifié. Le mortier doit être à prise rapide et à haute résistance. De plus, il doit être suffisamment plastique pour rester injectable et suffisamment consistant pour ne pas ressortir du trou.

La barre est enfoncée à l'aide d'un marteau vibreur.la poussée du boulon contribue à accroître le remplissage des vides et de terrain. Un volume de mortier sensiblement égal au volume du boulon est alors injecté dans le terrain. En fin d'opération ,le mortier doit être surabondant et ressortir en tête par l'espace annulaire entre le boulon et le rocher . [15]



**Figure II.12 : les boulons à ancrage réparti. [11]**

**c).3. Les cintres**

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

discontinu, qui n'est pas liée de façon intangible au terrain. Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments :

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

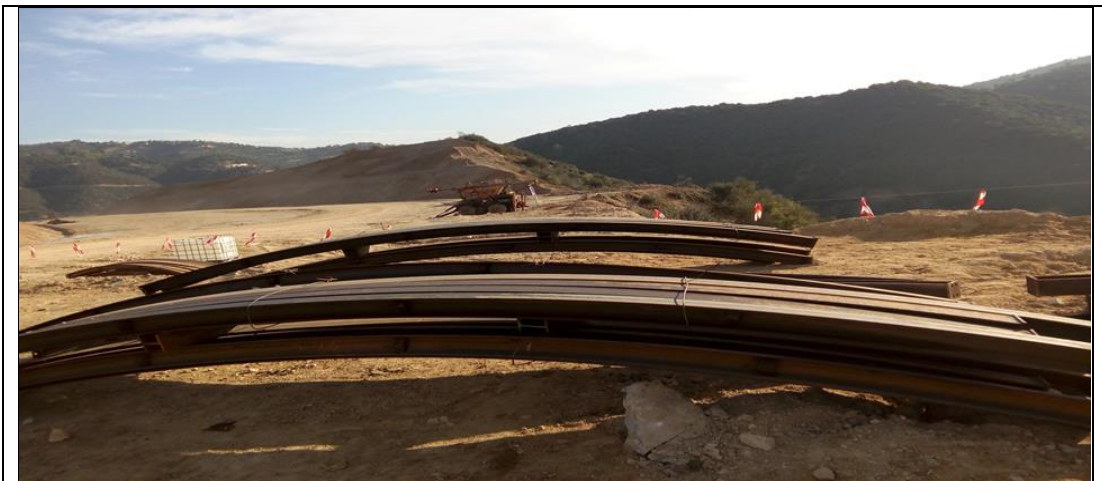
Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintre :

- Les cintres métalliques lourds ;
- Les cintres métallique légers. [13]

### c).3.1. Les cintres métalliques lourds

Les cintres métalliques lourds sont utilisés pour les terrains poussant de mauvaise qualité, ou lorsqu'on traverse une zone plus difficile qui se déforme moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charges.

Ces cintres sont assemblés après du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur, entre chaque élément métallique, il se crée une voute de terrain. On réalise parfois un blindage ou un remplissage en béton entre les centres. [20]



**Figure II.13 :** Les cintres métalliques lourds. (Projet de tunnel d'Ait Yahia Moussa)

### b).3.2. Les cintres métallique légers

Les cintres métallique légers sont constitués d'un assemblage lié et rigide de plusieurs morceaux de cintre, il est possible d'assembler entre eux par plusieurs éléments qui coulisent les uns dans les autres.

Lorsque les efforts de chargement dépassent un certain seuil de coulisement, les morceaux glissent les uns sur les autres par frottement, et évitent ainsi la plastification de l'ensemble. Pour augmenter l'efficacité de ce principe et faciliter le coulisement, ces cintres ont un profil spécial en forme U. [20]



**Figure II.14:** les cintres métalliques légers

### II.6.5.5. Pose de l'étanchéité

En général, entre le soutènement et le revêtement définitif de la voûte, on place un matériau qui assure l'étanchéité partielle de l'ouvrage (étanchéité à l'extrados du revêtement).

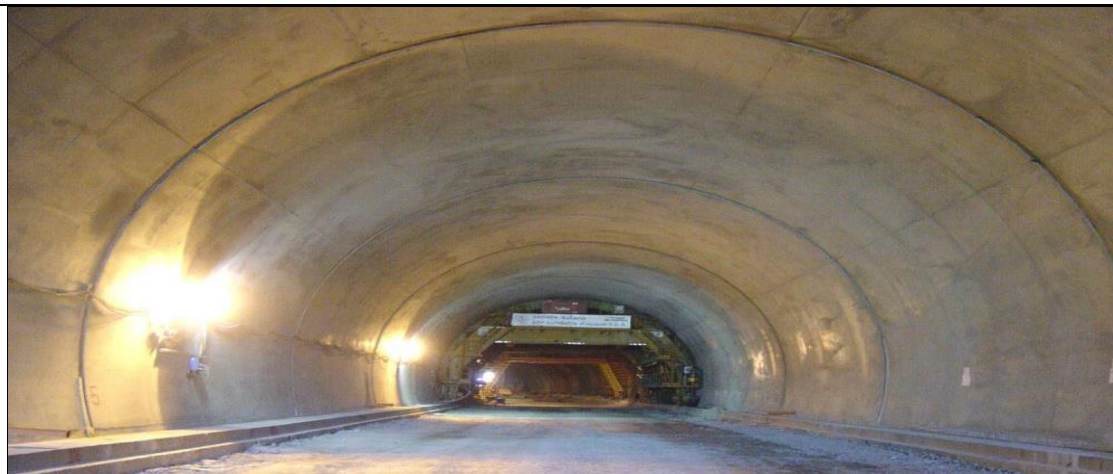
Il convient donc de prévoir un réseau de drains et d'assainissement en piedroit pour l'évacuation des eaux d'infiltration collecter par cette membrane protectrice. [17]



**Figure II.15:** Pose de l'étanchéité. [18]

#### II.6.5.6. Pose du revêtement

Après stabilisation des convergences, on pose ou on coule le revêtement définitif du tunnel. Il a un rôle de résistance, car il doit reprendre les efforts à long terme (fluage, gonflement ou pression hydrostatique), et ceux dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement (rouille, vieillissement, ...etc.). Il a également une fonction de protections de l'étanchéité, de support des structures internes (panneaux, ventilation ... etc.). Donc peut définir le revêtement d'un tunnel comme la structure résistante. [15]



**Figure II.16 :** pose du Revêtement définitif. [18]

**II.7 Conclusion**

Dans ce chapitre, on a présenté une étude bibliographique concernant les ouvrages souterrains et leurs fonctionnements, leurs importances et les aspects généraux de construction de ces ouvrages souterrains, avec les différents types de ces ouvrages.

Également on a cité quelques méthodes de creusement des tunnels, avec les différentes techniques ainsi que des conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables ; ensuite on récapitule les différents modes et différents types de soutènements ; revêtements, étanchéités de ces ouvrages souterrains.

*Chapitre III*

*Aperçu sur la méthode des*

*éléments fins*

### III.1. Introduction

Afin de vérifier la stabilité d'un tel ouvrage, en interactions avec son environnement, et de prévenir, contrôler les déplacements et déformation des ouvrages et du sol, les contraintes totales et effectives dans le sol et les pressions interstitielles, l'ingénieur a recours aux méthodes numériques qui lui permettent d'évaluer le déplacement dans le massif, qui surviennent lors du creusement d'un tunnel .parmi ces méthodes la plus couramment utilisée est MEF.

### III.2. Méthodes des éléments finis (MEF)

#### III.2.1.Application de la MEF au calcul des ouvrages souterrain

La MEF est une méthode numérique décrivant les phénomènes physiques réels de l'ingénierie par des équations différent. Elle nécessite un grand nombre de calculs, la raison pour laquelle on s'adapte la programmation numérique (Logiciel) pour la résolution de ces équations, parmi les logiciels existant, on a opté pour PLAXIS 3D tunnel.

L'analyse par la MEF consiste à diviser la structure physique à étudier, en composant distincts, appelés éléments finis qui constituent le maillage. Ces éléments liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds.

On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties, en tant qu'objet continu.

Cette méthodes est récente, elle est d'un caractère pluridisciplinaire, elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

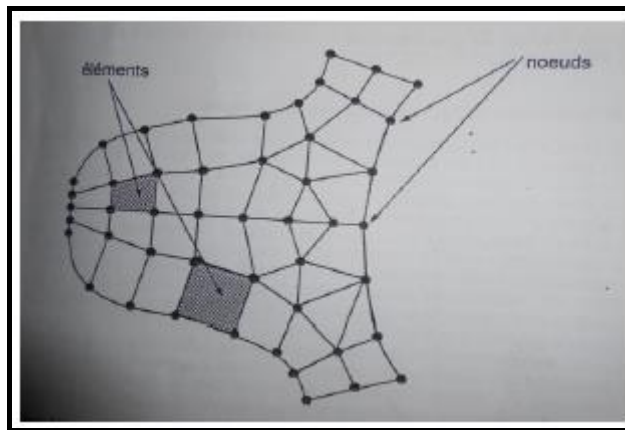
- **La mécanique des milieux continus (MMC) :** Elasticité, résistance des matériaux dynamique, plasticité...etc ;
- **L'informatique appliquée :** Technique développement et de maintenance de grand logiciel ;
- **L'analyse numérique :** méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs ..etc. [19]

### III.2.2. Conception de base : Technique de résolution

La MEF est basé sur deux principes fondamentaux :[20]

#### III.2.2.1 La discrétisation

La MEF consiste, à discrétiser le milieu continu réel à étudier, en sous-domaines réguliers imaginaires, appelés éléments finis, qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre fini de points dits “nœuds ” (les sommets, les arrêtes des éléments).ces points nœaux transmettent les efforts d’un élément à l’autre.





















**Figure III.1 :** Destruction d’une structure en élément. [22]

#### III.2.2.2. Eléments géométriques

L’ensemble des éléments ou maillage doit constituer un recouvrement du domaine de calcul. En 1D, les éléments utilisés sont l’élément poutre et l’élément barre. En 2D, les éléments utilisés sont des triangles et des quadrangles. En 3D, des tétraèdres, des prismes, des cubes et parfois des pyramides.

**Tableau III.1 :** Eléments géométriques utilisé dans le maillage. [14]

<b>Eléments à une dimension</b>				
		<b>Linéaire</b>	<b>Quadratique</b>	<b>Cubique</b>
<b>Eléments à deux dimensions</b>	<b>Eléments triangulaires</b>			
		<b>Linéaire</b>	<b>Quadratique</b>	<b>Cubique</b>
	<b>Eléments Quadrilatéraux</b>			
		<b>Linéaire</b>	<b>Quadratique</b>	<b>Cubique</b>
<b>Eléments trois dimensions</b>	<b>Eléments Tétraédriques</b>			
		<b>Linéaire</b>	<b>Quadratique</b>	<b>Cubique</b>
	<b>Eléments hexaédriques</b>			
		<b>Linéaire</b>	<b>Quadratique</b>	<b>Cubique</b>
	<b>Eléments Prismatique</b>			
		<b>Linéaire</b>	<b>Quadratique</b>	<b>Cubique</b>

### III.2.3. L'interpolation

Le comportement de chaque élément est décrit par des équations algébriques, ces équations sont des équations d'équilibres des nœuds.

La qualité de champ déplacement dans un élément est déterminée en fonction des déplacements des nœuds. En connectant les éléments ensemble, la qualité de champ devient interpolée sur l'entier de la structure.

Ces équations sont décrite sous forme matricielle par :

$$\{F\} = [K] * \{\delta\} \quad (\text{III .1})$$

D'où :

- $\{F\}$  : vecteur des chargements, (connu, ex : matrice des force nodales) ;
- $[K]$  : matrice des constantes (connue, ex : matrice de rigidité) ;
- $\{\delta\}$  : vecteur d'inconnus (valeur de la quantité de champ dans les nœuds, ex : vecteur des déplacements).

La résolution d'un problème de structure consiste à étudier trois champ vectoriels, ainsi que leur relation :

- Le champ de déplacement  $\mathbf{U}(\mathbf{x})$

$$\mathbf{U}(\mathbf{x}) = \begin{bmatrix} U(x & y & z) \\ V(x & y & z) \\ W(x & y & z) \end{bmatrix} \quad (\text{III .2})$$

- Le champ de déformation  $\boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x})$

$$\boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{x}) = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{III .3})$$

- Le champ de champ de contrainte est noté  $\boldsymbol{\sigma}$

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \approx \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{bmatrix} \quad (\text{III .4})$$

### III.2.4. L'utilisation de la MEF

L'utilisation de la MEF, pour les tunnels, s'avère très efficace. Cette méthode donne satisfaction pour vérifier le dimensionnement des ouvrages, vis-à-vis de leur résistance à la rupture. Elle permet de prendre en compte des géométries quelconques des couches de terrain.

Elle ne fait pas d'hypothèse a priori sur la cinématique de l'ouvrage de soutènement. Elle permet de représenter les interactions du soutènement avec d'autres composants de l'ouvrage ou avec des ouvrages avoisinants. Pour la modélisation des problèmes géotechnique complexes, la MEF nécessite :

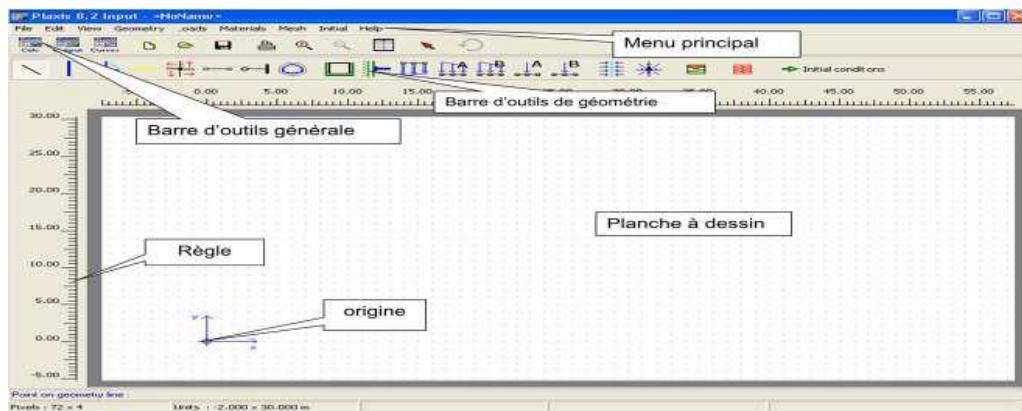
- ✓ la définition de la géométrie du problème (pour que les frontières du calcul n'influencent pas les résultats)
- ✓ le choix d'une loi de comportement du sol, de types Mohr coulomb ;
- ✓ les caractéristiques mécaniques des ouvrages et des éléments d'interface et de soutènement et revêtement pour introduire l'interaction sol-structure ;
- ✓ les conditions hydrauliques ;
- ✓ l'état initial des contraintes et des pressions interstitielles. [19]

### III.2.5. Présentation du logiciel Plaxis

Le code calcul « PLAXIS » est un programme conçu pour analyser les déformations et la stabilité des ouvrages et du massif. Il permet d'analyser des problèmes « élasto - plastique », « élasto-visco- plastique » en 2D et en 3D. Dont les modèles réels peuvent être représentés par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basé sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes : Input, Calcul, Output, Curves. [20]

### a- Les options du code de calcul utilisées dans Plaxis

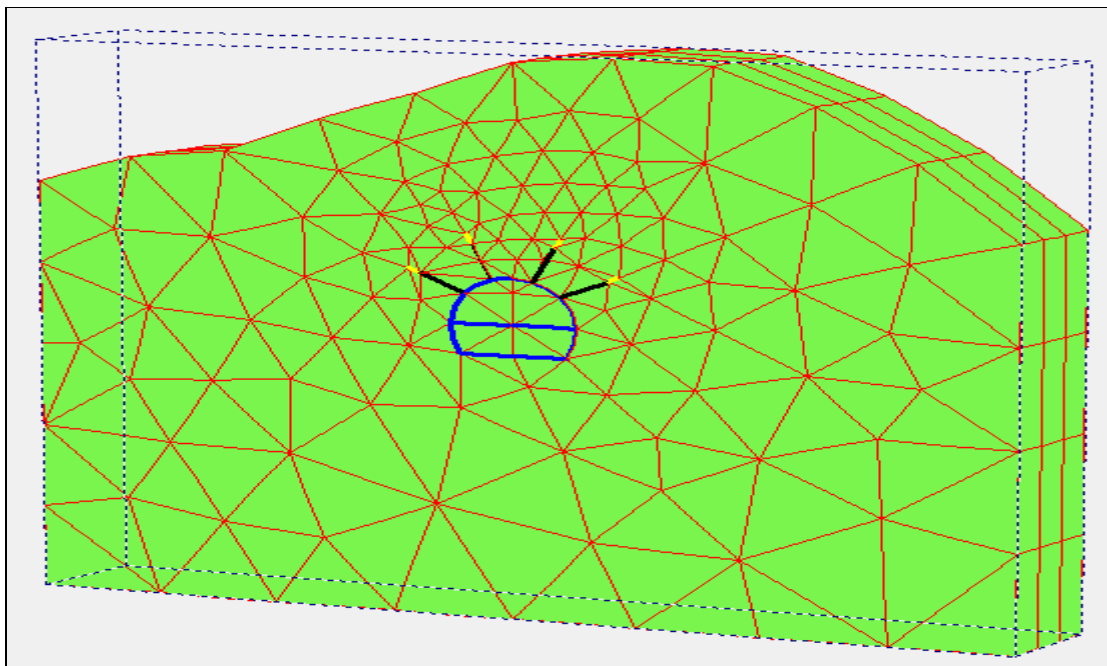
#### 1-Input



**Figure III.2 :** Fenêtre d'outil Plaxis .[Logiciel Plaxis 8.2]

Input est dit pré-processing, il consiste à faire :

- **Une définition graphique et géométrique du modèle :** définition des couches, des ouvrages, des phases de construction et chargements et des conditions aux limites. Elle s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser ;
- **Une génération automatique du maillage :** le maillage d'éléments finis est généré à partir du modèle géométrique, avec des options pour le raffiner.

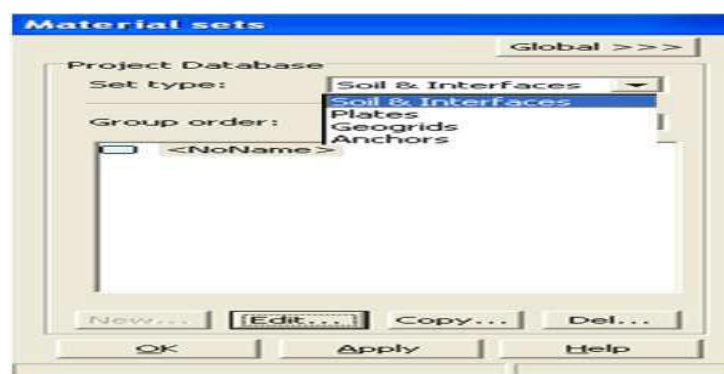


**Figure III.3 :** Exemple de maillage.[Logiciel Plaxis 8.2]

- **Les conditions aux limites** : Ce sont des déplacements nuls imposés. Ils peuvent être les directions. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

- **Un chargement** : deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie. Les charges peuvent être réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

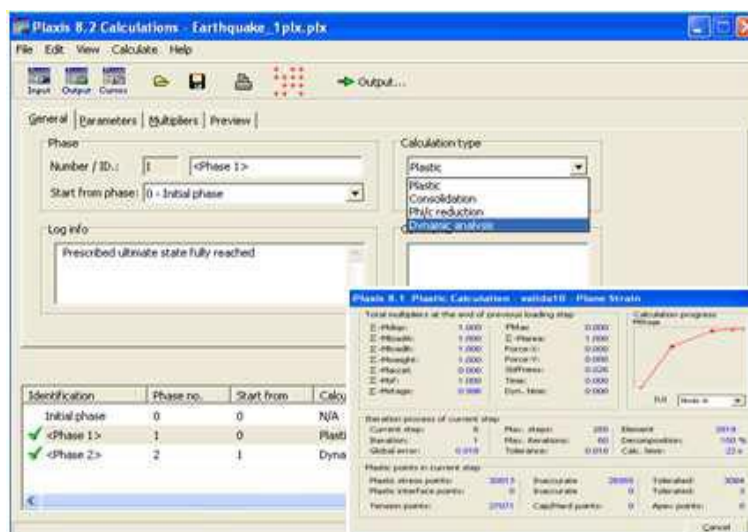
- **Introduire les propriétés des matériaux**



**Figure III.4** : Fenêtre de saisie des propriétés de matériaux.[Logiciel Plaxis 8.2].

## 2- Calculassions

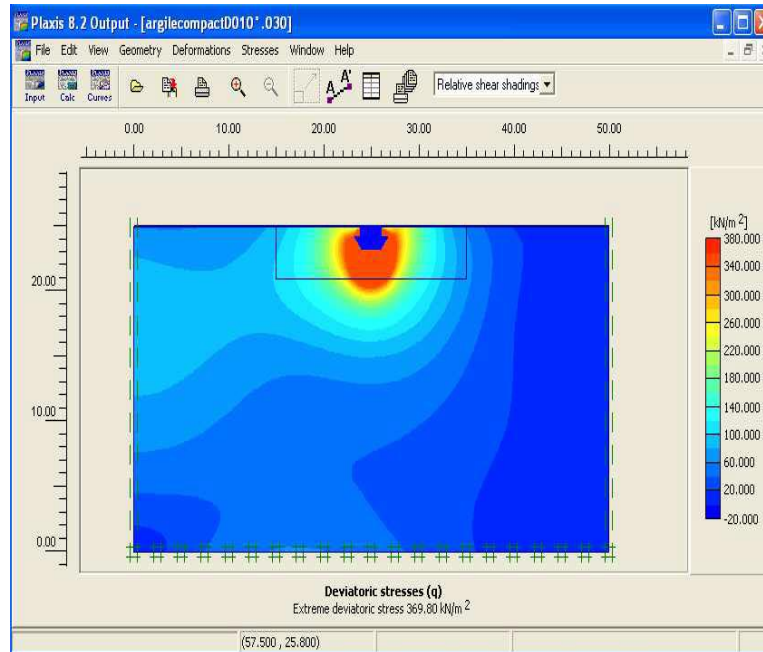
Le programme de calcul conduit à des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique soit par un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases peuvent être définies avant le lancement des calculs.



**Figure III.5** : Fenêtre de calcul, [Logiciel Plaxis 8.2].

### 3- Output

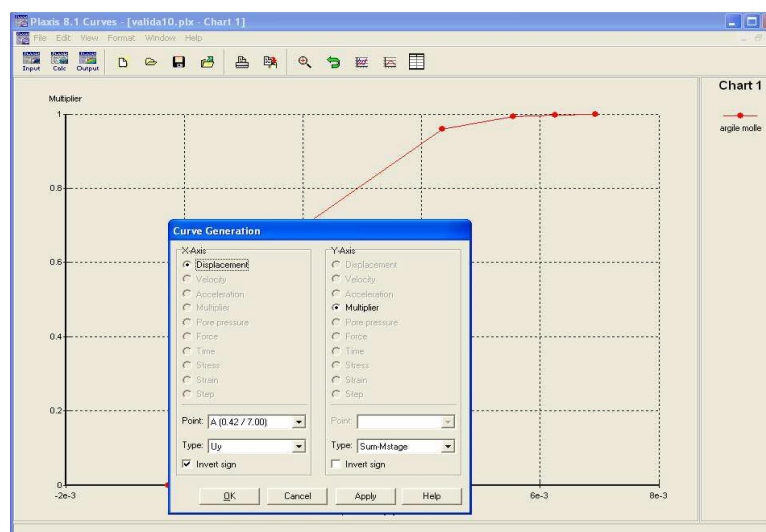
Le post processus «Plaxis» a des fonctions graphiques pour estimer les résultats des calculs, les valeurs précises des déplacements, les forces et les contraintes. Ils sont accessibles sur des tableaux de résultats du module output.



**Figure III.6 :** Fenêtre out Put.[Logiciel Plaxis 8.2]

### 4- Curves

Sert à la construction des courbes de chargement-déplacement et des chemins de Contrainte.



**Figure III.7 :** Exemple d'une présentation graphique des résultats contrainte-déplacement, [Logiciel Plaxis 8.2]

### III.2.6 Le code PLAXIS 3D Tunnel

PLAXIS 3D Tunnel est un logiciel géotechnique à l'élément finis spécialement destinés à l'analyse en trois dimensions des déformations et de la stabilité des projets de tunnel, galerie,... etc. D'où les applications géotechnique nécessitent des lois de comportement complexe pour la simulation du comportement des sols et des roches, qui non linéaire, anisotrope et dépend du temps .de même, il est nécessaire de prendre en compte les pressions interstitielles, qu'elles soient hydrostatique ou non.

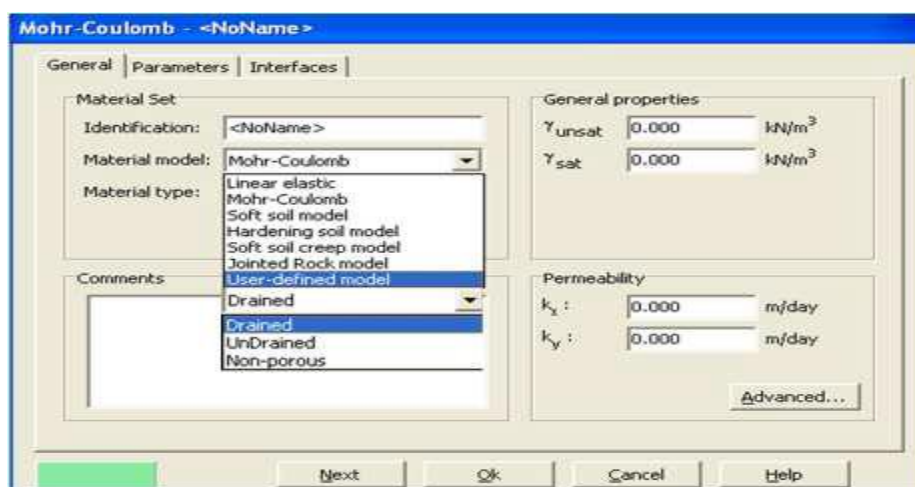
Le logiciel est doté de fonctionnalité qui permet la modélisation de la structure et traiter tous les interaction ente l'ouvrage et le sol (prévoir le comportement de l'ouvrage ,un résumé des fonction essentielle).

#### III.2.6.1 Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis

Les propriétés d'un massif rocheux dépendent des propriétés de la roche constitutive (matrice), des propriétés des discontinuités (joints de stratification, diaclases et failles) et enfin de l'orientation et du fréquence de ces discontinuités (Brinkgereve et Vermeer, 2003).

##### a- Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hoek pour l'élasticité linéaire et isotrope. Il comporte deux paramètres de rigidité élastique : le module de Young  $E$  et le coefficient de poisson  $\nu$ . Ce modèle est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. Il peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures en béton ou en métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches .



**Figure III.8 :** Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.[Logiciel Plaxis 8.2]

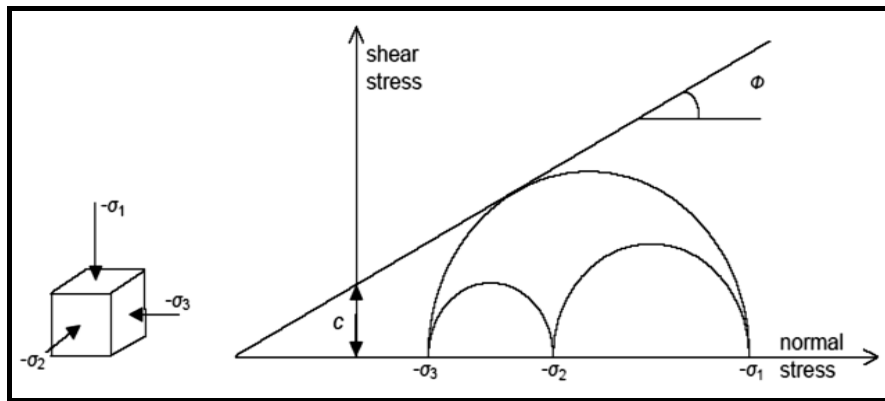
### b). Modèle de Mohr–Coulomb

Ce modèle présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Il comprend cinq paramètres mécaniques :  $E$ ,  $\nu$  (paramètres d'élasticité),  $\psi$ ,  $C$  et  $\phi$  (paramètres géotechniques), déterminés par des essais de laboratoire et ils sont nécessaires pour les calculs de déformation ou de stabilité. [21]

$$\tau = \sigma_n + \tan \phi + c \quad (\text{III.5})$$

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

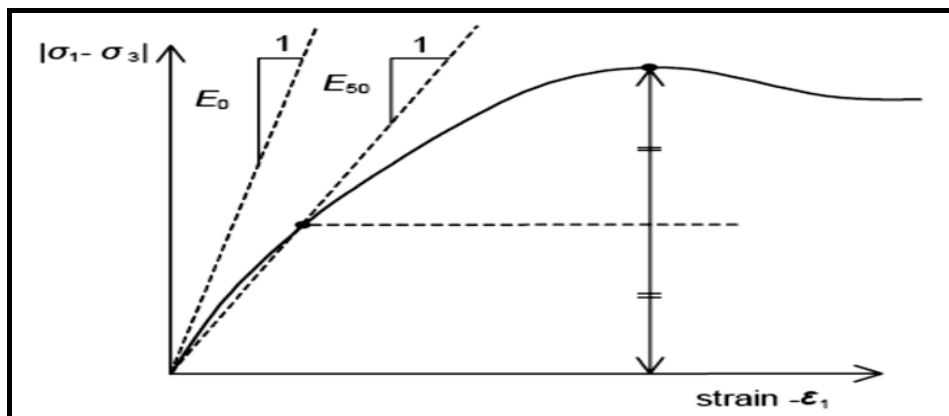
- $\sigma_n$  et  $\tau$ : Sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement ;
- $c$  et  $\phi$  : Sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau .



**Figure III.9 :** Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.[21]

#### • Module de Young $E$

Le module de Young varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Ce dernier nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture. [22]



**Figure III.10 :** Définition des modules  $E_0$  et de  $E_{50}$ . [22]

- **Coefficient de Poisson ( $\nu$ )**

Le comportement global d'un massif fracturé est fortement anisotrope. Toutefois l'anisotropie de la matrice rocheuse est relativement faible et négligeable par rapport à celle qui est induite par la présence des fractures. Pour cette raison, nous admettons que le comportement de la roche est isotrope et caractérisé par un module de Young  $E$  et un coefficient de poisson  $\nu$ .

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4. [22]

- **Angle de frottement ( $\phi$ )**

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. Il peut être celui de frottement de pic ou celui de frottement du palier. On peut le déterminer à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb .[22]

- **La cohésion ( $C$ )**

Les roches sont beaucoup plus cohésives que les sols, mais il existe d'importantes différences de la valeur de la cohésion entre les types de roches, par exemple entre un granite et la craie. Le degré d'altération de la roche est un facteur à prendre en compte.

La cohésion est également en fonction de la présence de discontinuités. En effet, ces dernières sont les points faibles d'une roche et en déterminent fortement la résistance au cisaillement. Ainsi, lorsque de la présence des discontinuités, la résistance au cisaillement d'une roche sera dépendante de la résistance au cisaillement des joints de ces discontinuités et non de celle de la matrice. [22]

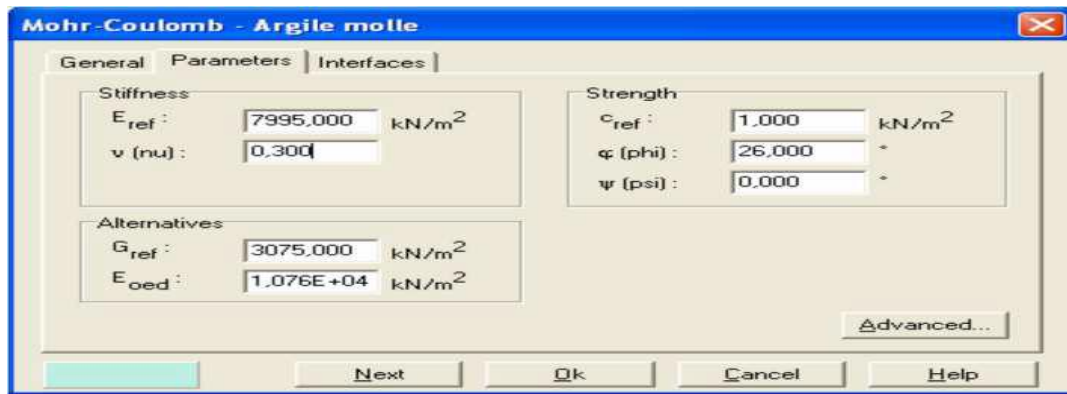
- **Angle de dilatance ( $\psi$ )**

C'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$\Phi$	$>30$	$<30$
$\Psi$	$\Phi-30$	0

✓ Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches ;

✓ La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique ou il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité, c'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes. [22]



**Figure III.11 :** Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb .[Logiciel Plaxis 8.2]

### c). Modèle pour les roches fracturées

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

### d). Modèle de sol avec écouvissage

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouvissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écouvissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle permet de simuler le comportement des sables, des graviers, mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

### e). Modèle pour les sols mous

Permet de simuler le comportement de sols mous comme les argiles normalement consolidées ou de la tourbe.

### f). Modèle pour les sols mous avec fluage

C'est un modèle de viscoplasticité. Il permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps.

#### III.2.6.2 Calcul du coefficient de sécurité (Phi-c-réduction)

Le processus Phi-C-Réduction constitue un type de calcul à part entière. Il s'effectue en réduisant les paramètres de résistance du massif, il doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite avoir un coefficient de sécurité globale pour une situation donnée.

### III.3 Conclusion

Les méthodes numérique, qui permettent la simulation tridimensionnelle de construction d'ouvrage souterrains sont nombreuses. la MEF est nous permet d'étudier la stabilité des excavations souterraines, puisqu'elle traite le massif rocheux comme un milieu discontinu,. Vu la complexité des calculs par cette méthode , le code de calculs « PLAXIS 3D Tunnel » est l'un des programmes qui nous permettre de résoudre le problème.

*Chapitre IV*

*Etude et classification du massif*

*de Ait Yahia Moussa*

## IV.1. Introduction

Afin de classer le massif du tunnel et de déterminer les types et les dimensions de soutènements à utiliser dans les différentes zones de tunnel, une étude à l'aide du logiciel Dips sera exposé et cela pour la détection des familles de discontinuités autour des zones de tunnel étudié. On va enchaîner notre étude par l'évaluation des paramètres géotechniques GSI, RMR et Q-système en se basant sur les données obtenues dans des sondages carottiers.

## IV.2. Situation géographique

La région de Draa El Mizan est située à une centaine de kilomètres au Sud-est d'Alger et à une quarantaine de kilomètres au Sud-ouest de Tizi-Ouzou. Le territoire d'étude est limité au Nord par la feuille n°23 (Tizi-Ouzou), à l'Ouest par la feuille n°43 (Lakhdaria ex Palestro), au Sud par la feuille n°66 (Bouira) et à l'Est par la feuille n°45 (Larbaa N'AïthIrathen).

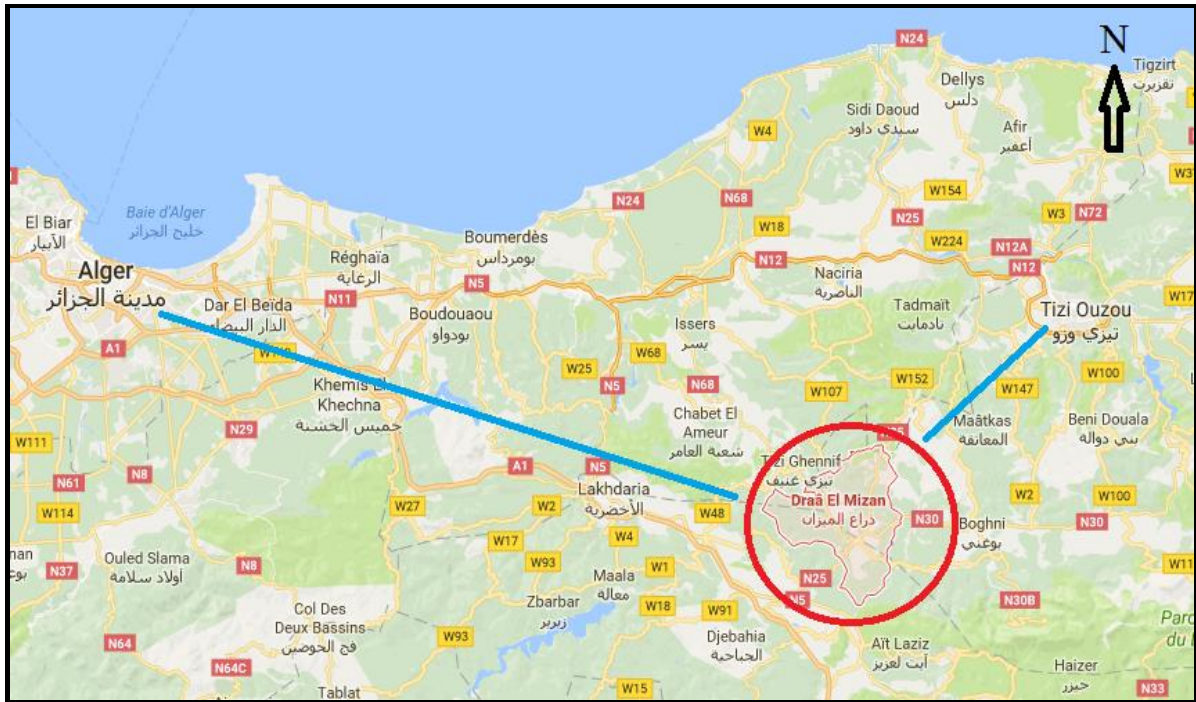
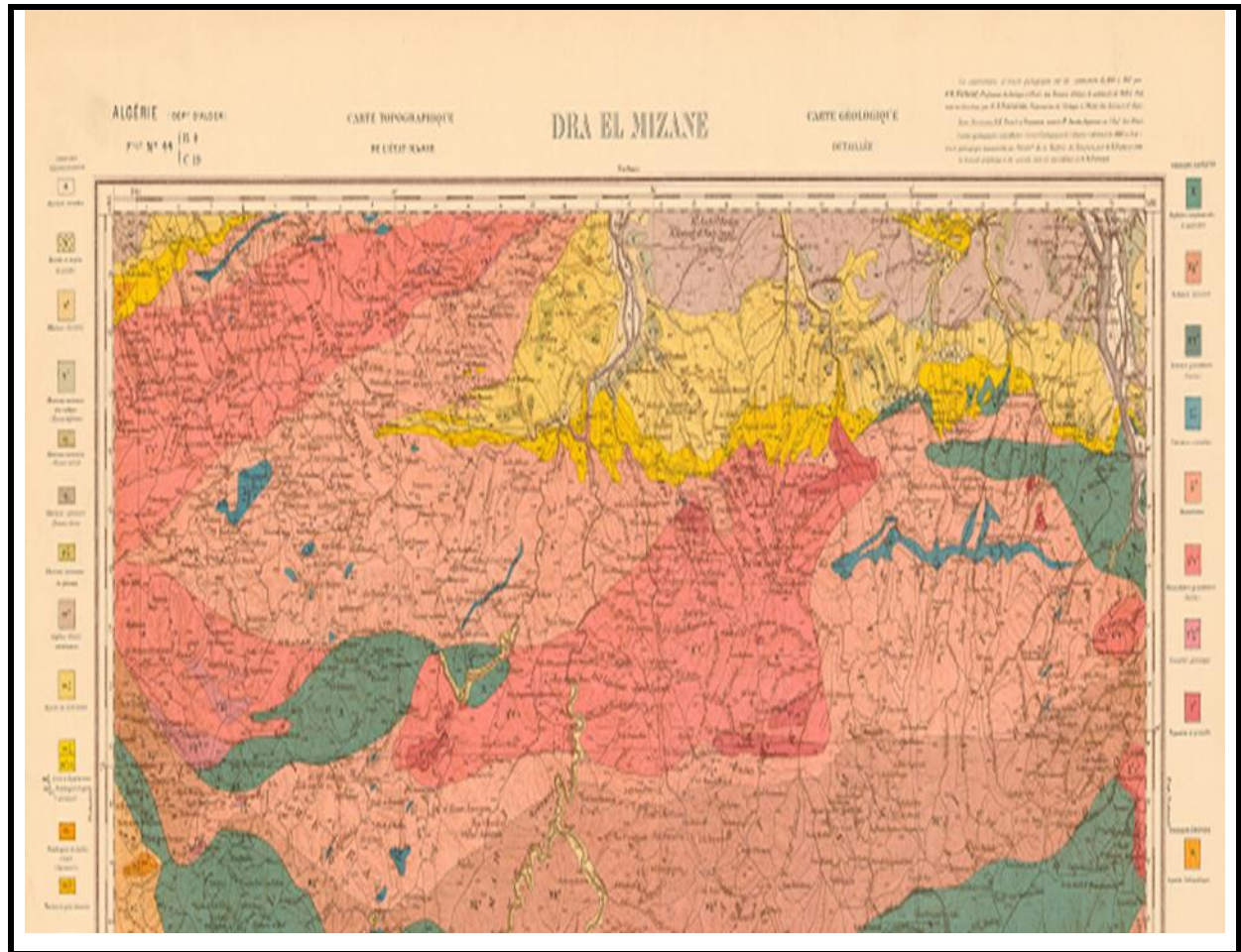


Figure IV.1: localisation de Google Maps.

## IV.3. La géologie régionale

La région de Draa El Mizan appartient au nord algérien qui est située entre les plaques d'Afrique et d'Eurasie vers le NO-SE sur la zone montagneuse des Atlas tiliens dont le rapprochement continental continue. L'Atlas se prolonge sur une longueur de 2400 km et d'une largeur de 350 km entre les rives méditerranéennes du nord-ouest de l'Afrique et le Sahara.



**Figure IV.2 :** Carte géologique du Draa EL MIZEN. [33]

Dans le Nord de l'Algérie, peu exploré par hypothèse, la distribution de la couverture correspond aux faciès réservoirs.

- **Jurassique**

La couverture jurassique comprend les argiles et marnes du Lias supérieur (500 m) ou du Malm inférieur ;

- **Crétacé**

La couverture des réservoirs crétacés est assurée par les faciès argilo-marne santoniens et campaniens (Rass Toumb, Guerguitt El Kihal et Djebel Foua) ;

- **Tertiaire**

La couverture tertiaire est assurée par les argiles évaporitiques lutétiennes ou par les argiles et marnes de plateforme externe et de bassin du Mio-Pliocène ;

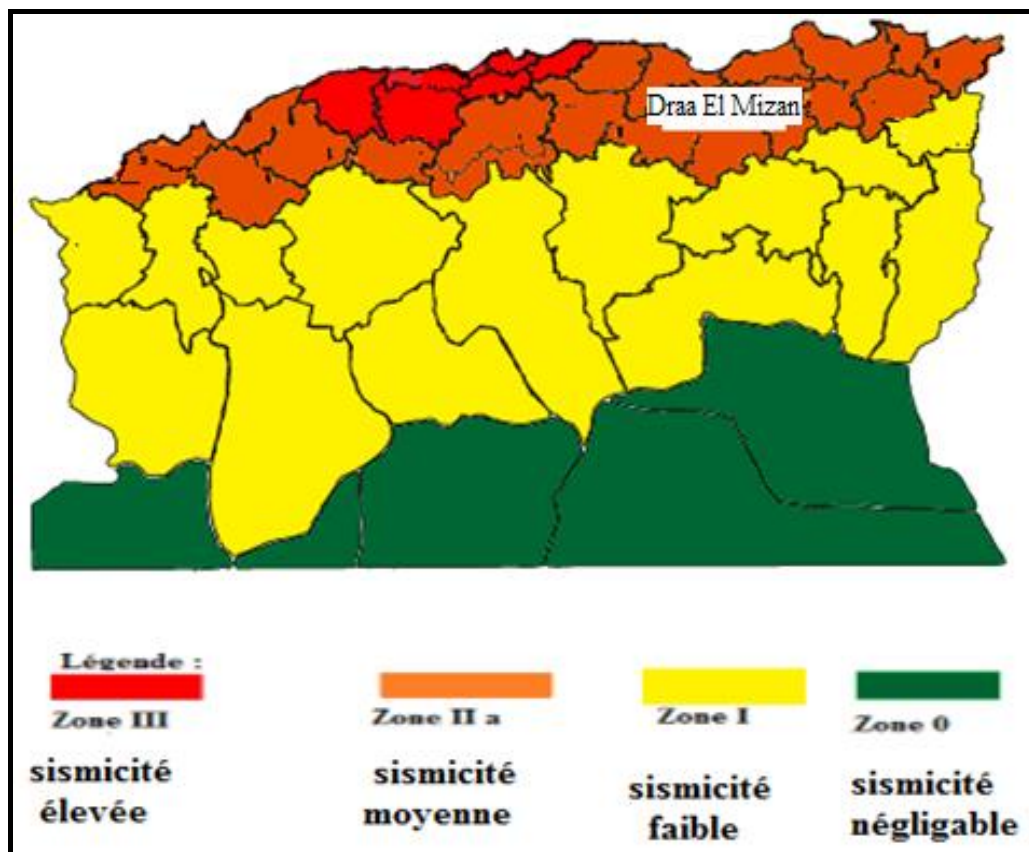
Le domaine tellien, notamment dans les zones les plus internes de la dorsale kabyle et le massif de Jijel-Skikda, un socle indifférencié comportant du Paléozoïque très peu métamorphique à métamorphique, schistosité et injecté de granites sécants. [28]

### IV.3.1. Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est également assez développé avec des oueds à écoulement semi permanent dont les plus importants sont l'oued Boghni et l'oued Ksari qui sont deux affluents importants de l'oued Bougdoura qu'ils rejoignent au Nord pour se jeter dans l'oued Sebaou dont un tronçon apparaît dans le cadran nord-est de la feuille. [27]

### IV.3.2. Séismicité

Algérie du nord, est connue comme la zone la plus active sismogénique dans la région ouest de la Méditerranée, dans la partie orientale de la zone Ibéro-Maghrébine. En effet, pendant le dernier siècle l'Algérie a expérimenté plusieurs tremblements de terre qui ont été liés à des zones spécifiques sismogènes comme El Asnam (1980), Mont Chenoua-Tipasa, Zemmouri (2003) et la faille de Constantine décrochant. [27]



**Figure IV. 3 :** carte de zonage (RPOA,2008), et position de la région d'étude

#### IV.4. La géologie de la zone

Le massif du tunnel Ait Yhia Moussa est composé en deux unités de roche .il sont chevauchés sur le trajet du tunnel Ait Yahia Moussa qui croise en diagonal sur la crête en direction vers l'est-ouest. Ces unités de roches sont des métagranites et métaclastiques.



**Figure IV.4:** Métagranite généralement observée dans le tunnel d'Ait Yahia Moussa. [27]

##### IV.4.1. Réseau hydraulique

L'unité de métaclastiques est composée de schiste à séricite, schiste à chlorite et de phyllades. Elles font partie de la catégorie des roches imperméables.

Le métagranite est généralement considéré comme une roche imperméable. Cette roche aura le caractère d'une roche perméable dès qu'elle sera fracturée donc la présence des discontinuités dans le massif traversé par le tunnel qui contient de métagranite induira la présence de la perméabilité. [27]

##### **Remarque**

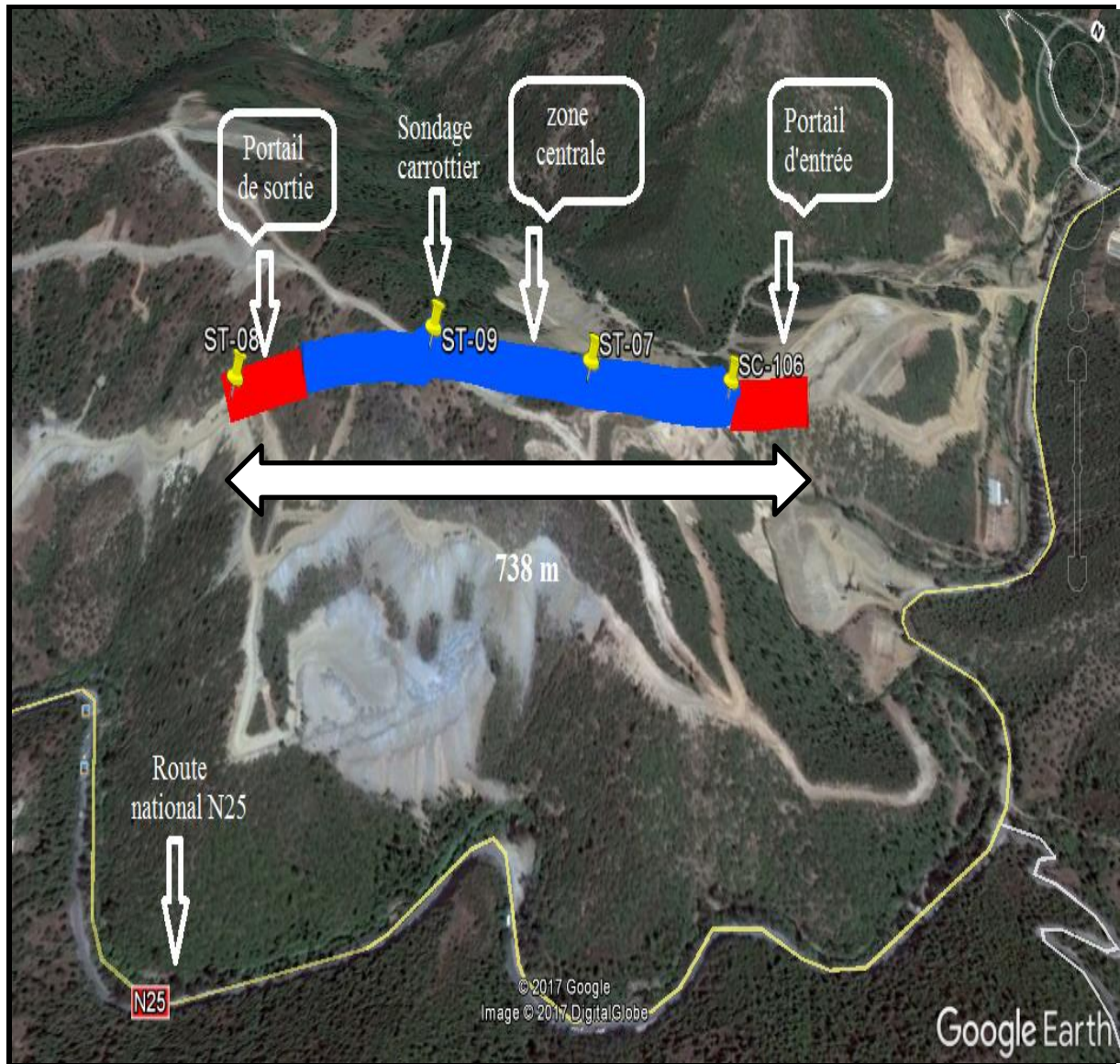
Le massif traversé par le tunnel ne présente aucune source d'eau.

#### IV.5. L'emplacement du tunnel

Le tunnel a doubles tubes est situé au nord de la région de Draa el Mizan sur le trajet planifié entre PK :21+155.10 – 21+921.22 pour le tube droite et le tube gauche entre PK:21+139.10 – PK:21+877.25 dans le cadre du projet de réalisation de La pénétrante reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia Sur 48 Km.[27]



Figure IV.5 : L'emplacement du tunnel. [Prise par Google Earth]



**Figure IV.6:** L'emplacement des affleurements de caractérisation  
et de la zone du projet.[prise par Google Earth]

## IV.6. Points d'observation géotechnique

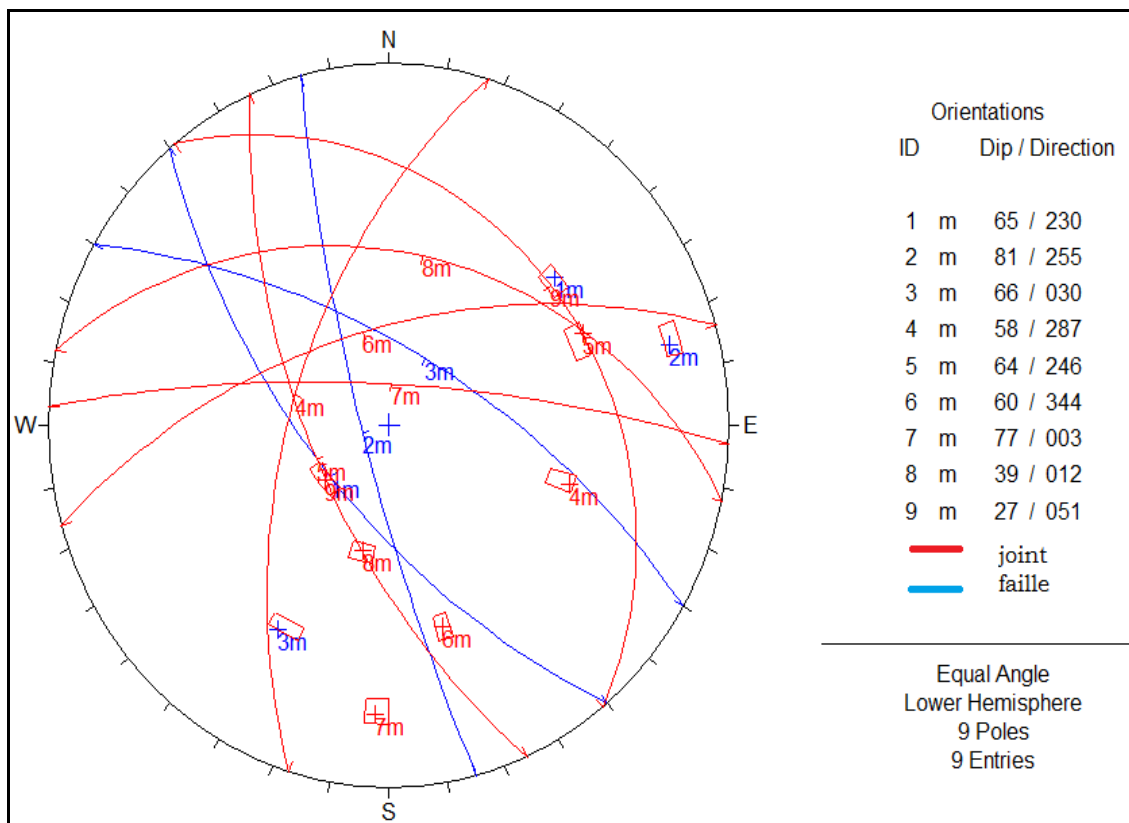
### IV.6.1. Représentation stéréographique

À partir des levées géostructurales, une analyse qui consiste à observer la distribution des discontinuités. Une projection spatiale a été réalisée dans le but de les regrouper par familles (ensembles de discontinuités présentant une déterminée orientation, avec une basse dispersion).

## IV.6.1.1. Portail d'entrée

Tableau IV.1 : Familles des discontinuités représentatives du portail d'entrée.

Localisation	Nombre de Familles	Type	Lecture moyenne
Portail d'entrée du tunnel Ait Yahia Moussa	3	Failles	230/65
			255/81
			30/66
		Joints	246/64
			51/27
			12/39
			344/60
			287/58
			03/77

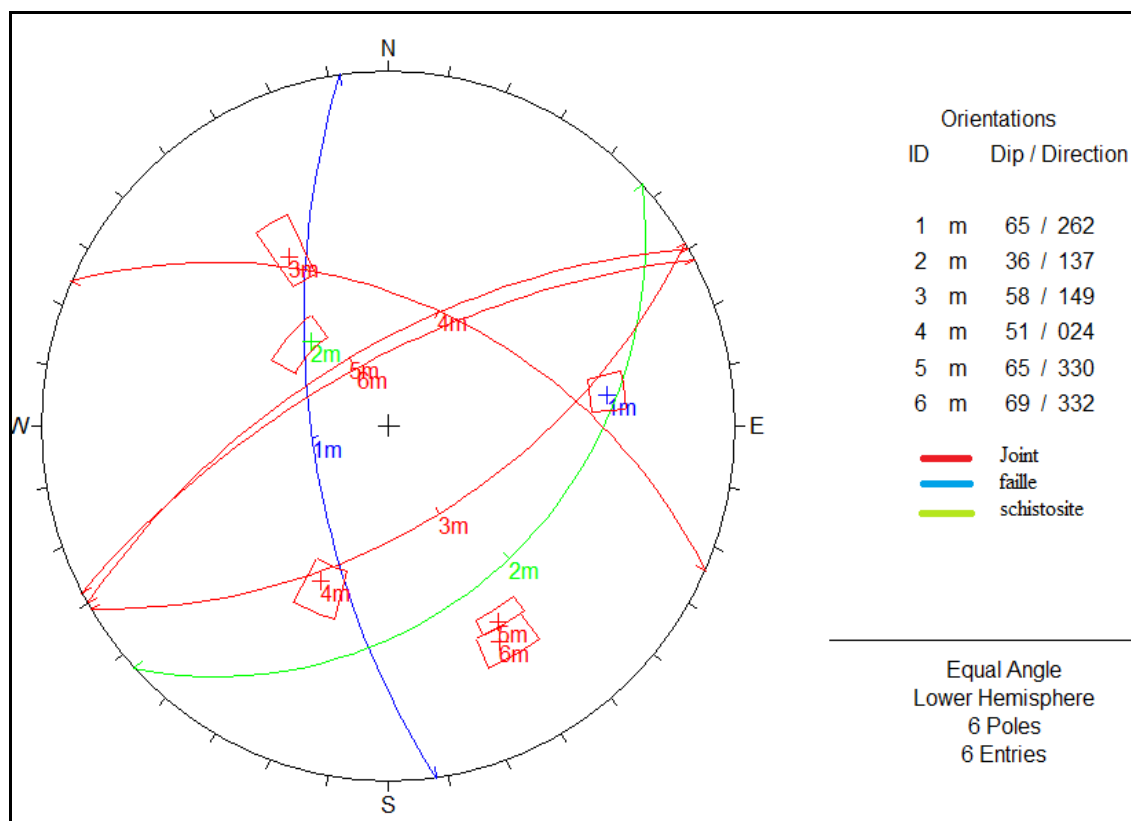


**Figure IV.7 :** Représentation stéréographique par logiciel Dips.  
Des discontinuités du portail d'entrée.

## IV.6.1.2. Zone centrale

Tableau IV.2 : Familles des discontinuités représentatives de la zone centrale.

Localisation	Nombre de Familles	Type	Lecture moyenne
La zone centrale du tunnel Ait Yahia Moussa Entre PK 21+180 Et PK 21+850	4	Faïlle	262/65
		Schistosité	137/36
		Joints	330/65
			332/69
			149/58
			24/51



**Figure IV.8 :** Représentation stéréographique par logiciel Dips  
Des discontinuités de la Zone centrale.

## IV.6.1.3. Portail de sortie

Tableau IV.3 : Familles des discontinuités représentatives du portail de sortie.

Localisation	Nombre de Familles	Type	Lecture moyenne
Portail de sortie du tunnel Ait Yahia Moussa	4	Faille	140/40
			235/52
			81/25
		Schistosité	125/37
		Joints	320/75
			257/60
			220/65
			159/58
			28/60

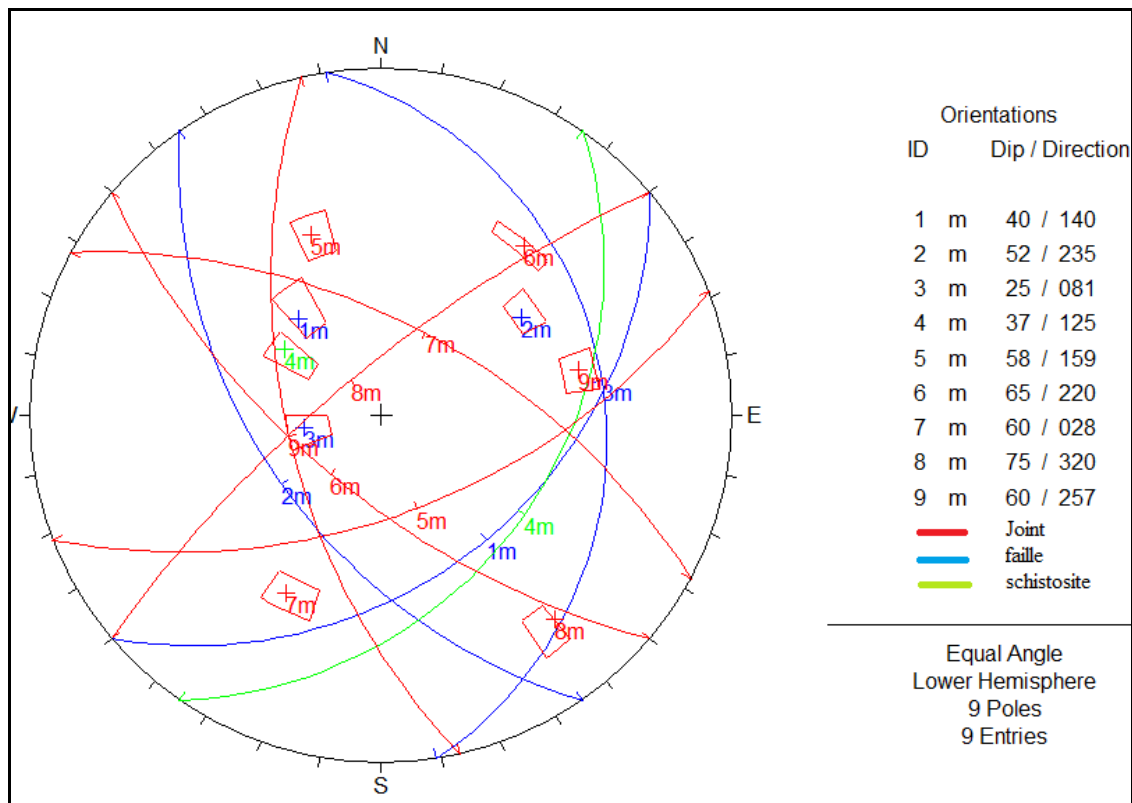


Figure IV.9 : Représentation stéréographique par logiciel Dips

Des discontinuités du portail de sortie.

## IV.6.2. Etudes réalisés

### IV.6.2.1. Les sondages

Des études sur les sondages ont été effectuées afin de déterminer les caractéristiques géologiques et géotechnique ainsi les couches rocheuses qui sont distribuer le long tunnel et de constater le niveau de l'eau souterraine. Dans le cadre de ce projet ils réalisé 13 sondages de mois de janvier au mois de mars 2016.les informations des sondages précédemment ouverts sont utilisés lors de ces études. Les coordonnées, la cote d'ouverture et les informations sur la profondeur des sondages ouverts sur le tunnel sont listés dans le Tableau suivant :

**Tableau IV.4 : récapitulatif des sondages.**

N°	Forage	PK	X(m)	Y(m)	Cote(m)	Profondeur(m)
1	SC-106	21+100	578351	4054673	232	30
2	SC-107	21+160	578350	4054588	244	30
3	SC-108	21+160	578319	4054616	257	30
4	SC-109	21+160	578287	4054644	234	29.8
5	SC-110	21+880	577671	4054271	290.5	35
6	SC-111	21+940	577687	4054161	250.5	20
7	SC-112	21+940	577650	4054201	265.5	25
8	ST-06	21+200	578291	4054587	274	50
9	ST-07	21+300	578217	4054520	301.5	75
10	ST-08	21+760	577845	4054260.5	286	70.4
11	ST-09	21+500	578049.5	4054412	348	120
12	ST-T4	21+745	577874	4054238	275	36
13	ST-T5	21+845	577785	4054191	267.5	36.5

#### IV.6.2.2. Les essais de laboratoire

Les tests de laboratoire nécessaires ont été effectués sur les échantillons prélevés dans les sondages ST-07, ST-08 et ST-09 creusés dans la zone du projet. Les tests de laboratoire ont été effectués pour la représentation des paramètres géotechniques de l'unité observée sur le trajet. Les résultats récapitulatifs des tests étant présentés dans les tableaux suivants.

**Tableau IV.5 :** les résultats des essais de laboratoire.

Nom du sondage	Profondeur de l'échantillon (m)	Densité apparente	Résistance à la compression (MPa)	Module d'élasticité (MPa)
<b>ST-07</b>	56.80 – 57.00	1.96	8	2940
	57.25 – 57.35	2.37	9.41	1195.57
	59.60 – 59.70	2.51	5.48	1267.26
<b>ST-08</b>	20.00 – 20.30	2.42	5.148	430.68
	27.40 – 25.50	2.53	8.72	795.36
	34.50 - 35	2.08	5.8	2900
<b>ST-09</b>	66.30 – 66.40	2.40	14.32	1399.33
	73.05 – 73.20	2.53	26.70	4253.51
	96.90 – 97.05	2.54	3.345	410.05
	116.15 – 116.25	2.44	2.917	443.26

### IV.6.2.3. Essais in-situ

Des essais de prosimètre sont réalisés dans les sondages ouverts sur le site du projet. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6 : les résultats des assai des pressiométriques.**

Nom du sondage	Profondeur Essai (m)	Em (MPa)
<b>ST-07</b>	42.5	74.01
	47.5	117.06
	52.5	95.87
	57.5	109.27
	62.5	119.73
	66.5	107.08
<b>ST-08</b>	37.5	86
	43	115.95
	47.5	115.88
	52.5	127.81
	57.5	125.25
	63.5	112.25
<b>ST-09</b>	87.5	113.90
	92.5	98.40
	97.5	107.49

## IV.7. La classification géomécanique du massif du tunnel Ait Yahia Moussa

### IV.7.1. La zone entre le portail d'entrée et PK :21+180

Comme il est indiqué dans le plan et profil géologique, le niveau du tunnel entre le portail d'entrée et PK : 21+180 du tube droit-gauche du tunnel de Ait Yahia Moussa passe totalement dans des unités de méta granite.

Les sondages SC-106, 107, 108 et 109 sont situés dans des intervalles du tunnel et autour du tunnel.

Les processus de RMR, Q et GSI étant effectués respectivement, les détails sont présentés ci-après.

**IV.7.1.1 Classification selon le RMR**

Les résultats de la classification géomécanique de Bieniawski de la zone entre le PK 21+180 et le portail d'entrée de tunnel Ait Yahia Moussa.

**Tableau IV.7 : Classification de RMR.**

<b>A Paramétré</b>		<b>Valeur</b>	<b>note</b>
<b>1 : Résistance à la compression uniaxiale (MPa)</b>		5	2
<b>2 : Indicateur de qualité de roche (RQD %)</b>		12	3
<b>3 : Espacement des discontinuités (mm)</b>		200-600	10
<b>4 : Condition des discontinuités</b>	Continuité (m)	3-10	2
	Ouverture (mm)	0.1 – 1.0	4
	Rugosité	Légèrement rugueux	3
	Remplissage	Fermé	6
	Degré d'altération	Moyen altérée	3
<b>5 : Condition d'eau souterraine</b>		Humide	10
<b>RMR principale</b>			<b>43</b>
<b>B:Orientation des Discontinuités</b>		Moyen	-5
<b>RMR Définitif</b>			<b>38</b>
<b>Classe de la roche</b>			<b>4 (Roche Médiocre)</b>
<b>Temps de tenu moyen</b>			<b>10 h pour une portée 2.5 m</b>

➤ **Type de soutènement recommandé**

Le type de soutènement recommandé selon le RMR est décrit dans le tableau IV.8:

**Tableau IV.8 :** Le type de soutènement selon RMR .

Types de soutènement						
Boulons d'encrage		Béton projeté			Cintre métallique	
Espacement	Complément d'ancrage	voûte	Piédroit	Complément de soutènement	Type	Espacement
0.5 -1.0 m	Treillis soudé + 30- 50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0,7- 1,5m

**IV.7.1.2. Classification selon le Q-Barton**

Les résultats de la classification géomécanique de Barton de la zone entre le portail d'entrée et PK : 21+180 du tunnel Ait Yahia Moussa.

**Tableau IV.9 :** Classification de Q-Barton.

Paramètre	Note
RQD	12
Jn	15×2
Jr	1.5
Ja	1
Jw	1
SFR	1
<b>Q</b>	<b>0.6</b>

**Remarque**

Selon la Classification du Q-Barton, on a trouvé que le massif est de **roche médiocre** .

#### IV.7.1.3. Classification selon le Geological Strength Index (GSI)

Les résultats de la classification géomécanique selon le Geological Strength Index (GSI) de la zone entre le portail d'entrée et PK : 21+180 du tunnel Ait Yahia Moussa :

$$\text{RMR}' = A1 + A2 + A3 + A4 + 15$$

$$\text{RMR}' = 2 + 3 + 10 + 18 + 15 \quad \longrightarrow \quad \text{RMR}' = 48$$

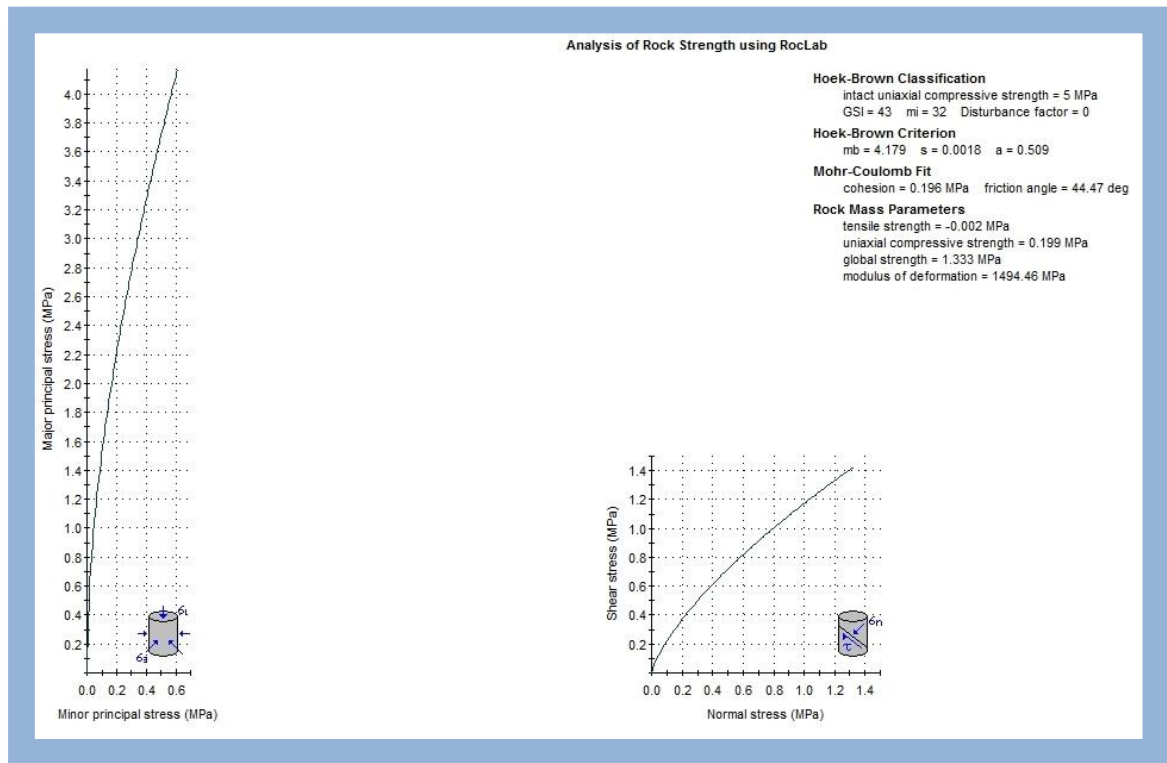
On a trouvé que  $\text{RMR}' > 23$

Alors :

$$\text{GSI} = \text{RMR}' - 5 \quad \longrightarrow \quad 48 - 5 = 43 \quad \longrightarrow \quad \text{GSI} = 43$$

#### IV.7.1.4. Les résultants estimés

Les résultats obtenus par RocLab sont représentés dans la figure IV.10 et les critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour le portail d'entrée :



**Figure IV.10:** Les résultats obtenus par RocLab pour la zone située entre le PK 21+180 le portail d'entrée.

**Tableau IV.10 :** Paramètres géotechniques recommandés pour la zone située au niveau du tunnel entre l'entrée portail et PK: 21+180.

Classification de Hoek-Brown	
Résistance uniaxiale UCS (MPa)	5
Indice de Résistance Géologique GSI	43
Constante du matériau $m_i$	32
Facteur de perturbation D	0
Les critères de Hoek– Brown	
$m_b$ [-]	4
S [-]	0.0018
a [-]	0.509
Les paramètres de Mohr-coulomb	
Cohésion C (MPa)	0.196
Angle de frottement interne $\phi$ (°)	44.47
Les paramètres de roche	
Module de Déformation $E_m$ (MPa)	1494.46
$\sigma_t$ [MPa]	0.002
$\sigma_{cm}$ [MPa]	1.333
Poids volumétrique unitaire $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	26

#### IV.7.2. La zone centrale située entre PK 21+180 et PK 21+850

Comme il est indiqué dans le plan et profil géologique, le niveau du tunnel entre PK 21+180 et PK 21+850 du tube droit-gauche du tunnel de Moussa passe totalement dans des unités de métagranite. Une unité de phyllite est observée en surface. Les sondages ST-4, 5, 6, 7, 8 et 9 sont situés autour du tunnel.

Les processus de RMR, Q et GSI étant effectués respectivement, les détails sont présentés ci-après.

**IV.7.2.1. Classification selon le RMR**

Les résultats de la classification géomécanique de Bieniawskile de la zone centrale située entre PK 21+180 et PK 21+850 de tunnel Ait Yahia Moussa :

**Tableau IV.11 : Classification de RMR.**

<b>A Paramétré</b>		<b>Valeur</b>	<b>Note</b>
<b>1 : Résistance à la compression uniaxiale (MPa)</b>		15	2
<b>2 : Indicateur de qualité de roche (RQD %)</b>		20	3
<b>3 : Espacement des discontinuités (mm)</b>		200-600	10
<b>4 : Condition des discontinuités</b>	Continuité (m)	< 1	6
	Ouverture (mm)	0.1 – 1.0 mm	4
	Rugosité	Légèrement rugueux	3
	Remplissage	Fermé	6
	Degré d'altération	Moyen altérée	5
<b>5 : Condition d'eau souterraine</b>		Humide	10
<b>RMR principale</b>			<b>49</b>
<b>B : Orientation des Discontinuités</b>		Moyen	-5
<b>RMR Définitif</b>			<b>44</b>
<b>Classe de la roche</b>			<b>3 (Roche moyenne )</b>
<b>Temps de tenu moyen</b>			<b>7 jours une portée 5m</b>

➤ **Type de soutènement recommandé pour cette zone**

Le type de soutènement recommandé selon le RMR est décrit dans le tableau IV.12.

**Tableau IV.12 :** Le type de soutènement selon RMR.

Types de soutènement						
Boulons d'encrage		Béton projeté			Cintre métallique	
Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroit	Complément de soutènement	Type	Espacement
1,0-1,5m	Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voûte	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1,5-2,0m

**IV.7.2.2. Classification selon le Q-Barton**

Les résultats de la classification géomécanique de Barton de la zone centrale qui située entre le PK : 21+180 et 21+850 tunnel Ait Yahia Moussa.

**Tableau IV.13 :** Classification de Q-Barton.

Paramètre	Note
RQD	20
Jn	15
Jr	3
Ja	1
Jw	1
SFR	1
<b>Q</b>	<b>4</b>

**Remarque**

Selon la Classification du Q-Barton, on a trouvé que le massif est de **roche moyenne**.

#### IV.7.2.3. Classification selon le Geological Strength Index (GSI)

Les résultats de la classification géomécanique selon le Geological Strength Index (GSI) de la zone centrale qui située entre PK : 21+180 et PK :21+850 du tunnel Ait Yahia Moussa :

$$RMR' = A1 + A2 + A3 + A4 + 15$$

$$RMR' = 2 + 3 + 10 + 24 + 15 \longrightarrow RMR' = 54$$

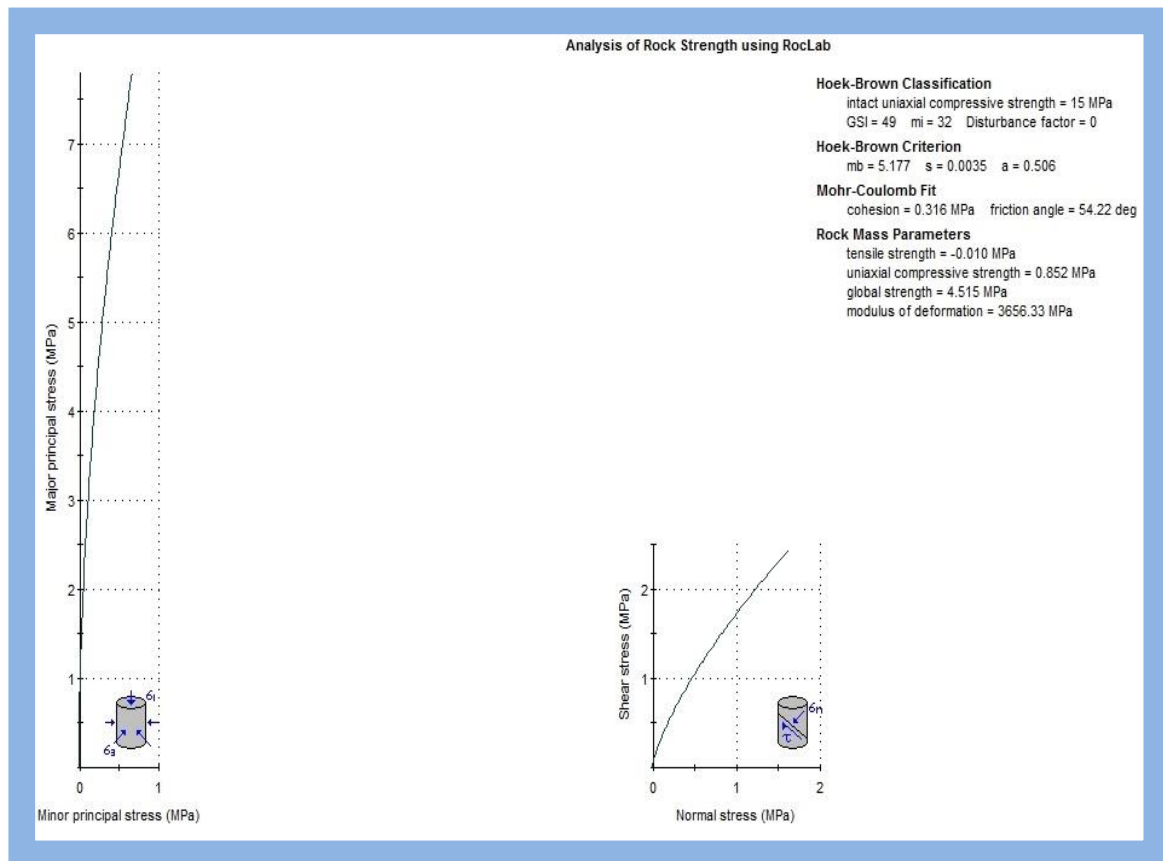
On a trouvé que  $RMR' > 23$

Alors :

$$GSI = RMR' - 5 \longrightarrow 54 - 5 = 49 \longrightarrow GSI = 49$$

#### IV.7.2.4. Les résultants estimés

Les résultats obtenus par Roc Lab sont représentés dans la figure IV.11 avec les critères de Hoek-Brown e Mohr-Coulomb pour la zone centrale :



**Figure IV.11 :** Les résultats obtenus par Rock Lab pour la zone centrale

**Tableau IV.14 :** Paramètres géotechniques recommandés pour la zone centrale :

<b>Classification de Hoek-Brown</b>	
Résistance uniaxiale UCS (MPa)	15
Indice de Résistance Géologique GSI	49
Constante du matériau $m_i$	32
Facteur de perturbation D	0
<b>Les critères de Hoek-Brown</b>	
$m_b$ [-]	5.177
S [-]	0.0035
a [-]	0.506
<b>Les paramètres de Mohr-coulomb</b>	
Cohésion C (MPa)	0.316
Angle de frottement interne $\phi$ (°)	54.22
<b>Les paramètres de roche</b>	
Module de Déformation $E_m$ (MPa)	3656.33
Poids volumétrique unitaire $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	26
$\sigma_t$ [MPa]	0.01
$\sigma_{cm}$ [MPa]	4.515

#### IV.7.3. La zone entre le PK :21+850 et le portail de sortie

Comme il est indiqué dans le plan et profil géologique, le niveau du tunnel entre PK : 21+850 et du portail de sortie du tube droit-gauche du tunnel de Ait Yahia Moussa passe totalement dans des unités de méta granite.

Les sondages SC-110, 111, 112 et ST-T5 sont situés autour du tunnel.

Les processus de GSI, RMR et Q étant effectués respectivement, les détails sont présentés ci-après.

**IV.7.3.1. Classification selon le RMR**

Les résultats de la classification géomécanique de Bieniawski de la zone située entre le PK :21+850 et le portail de sortie de tunnel Ait Yahia Moussa.

**Tableau IV.15 : Classification de RMR**

<b>A Paramétré</b>		<b>valeur</b>	<b>note</b>
<b>1 : Résistance à la compression uniaxiale (MPa)</b>		5	2
<b>2 : Indicateur de qualité de roche (RQD %)</b>		20	3
<b>3 : Espacement des discontinuités (mm)</b>		200-600	10
<b>4 : Condition des discontinuités</b>	Continuité (m)	3-10	2
	Ouverture (mm)	0.1-1.0	4
	Rugosité	Légèrement rugueux	3
	remblai	Fermé	6
	Degré d'altération	Moyen altérée	3
<b>5 : Condition d'eau souterraine</b>		Humide	10
<b>RMR principale</b>			<b>43</b>
<b>B : Orientation des Discontinuités</b>		moyen	-5
<b>RMR Définitif</b>			<b>38</b>
<b>Classe de la roche</b>			<b>4 (Roche médiocre )</b>
<b>Temps de tenu moyen</b>			<b>10 h une portée 2.5m</b>

**Remarque :**

La direction des discontinuités au niveau du massif est perpendiculaire au l'axe du tunnel avec un pendage (entre 45° et 90°) dans le sens inverse de du creusement, alors on a pris dans toutes les zones du massif B = -5.

➤ **Type de soutènement recommandé**

Le type de soutènement recommandé selon le RMR est décrit dans le tableau IV.8:

**Tableau IV.16 :** Le type de soutènement selon RMR .

Types de soutènement						
Boulons d'encrage		Béton projeté			Cintre métallique	
Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroit	Complément de soutènement	Type	Espacement
0.5 -1.0 m	Treillis soudé + 30- 50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0,7- 1,5m

**IV.7.3.2. Classification selon le Q-Barton**

Les résultats de la classification géomécanique de Barton de la zone centrale qui située entre le PK : 21+180 et 21+850 tunnel Ait Yahia Moussa .

**Tableau IV.17 :** Classification de Q-Barton

Paramètre	Note
RQD	20
Jn	15×2
Jr	3
Ja	1
Jw	1
SFR	1
<b>Q</b>	<b>2</b>

**Remarque**

Selon la Classification du Q-Barton, on a trouvé que le massif set de **roches médiocre**.

**IV.7.3.3. Classification selon le Geological Strength Index (GSI)**

Les résultats de la classification géomécanique selon le Geological Strength Index (GSI) de la zone située entre PK : 21+850 et le portail de sortie du tunnel Ait Yahia Moussa :

$$\text{RMR}' = A1 + A2 + A3 + A4 + 15$$

$$\text{RMR}' = 2 + 3 + 10 + 18 + 15 \longrightarrow \text{RMR}' = 48$$

On a trouvé que  $\text{RMR}' > 23$

Alors :

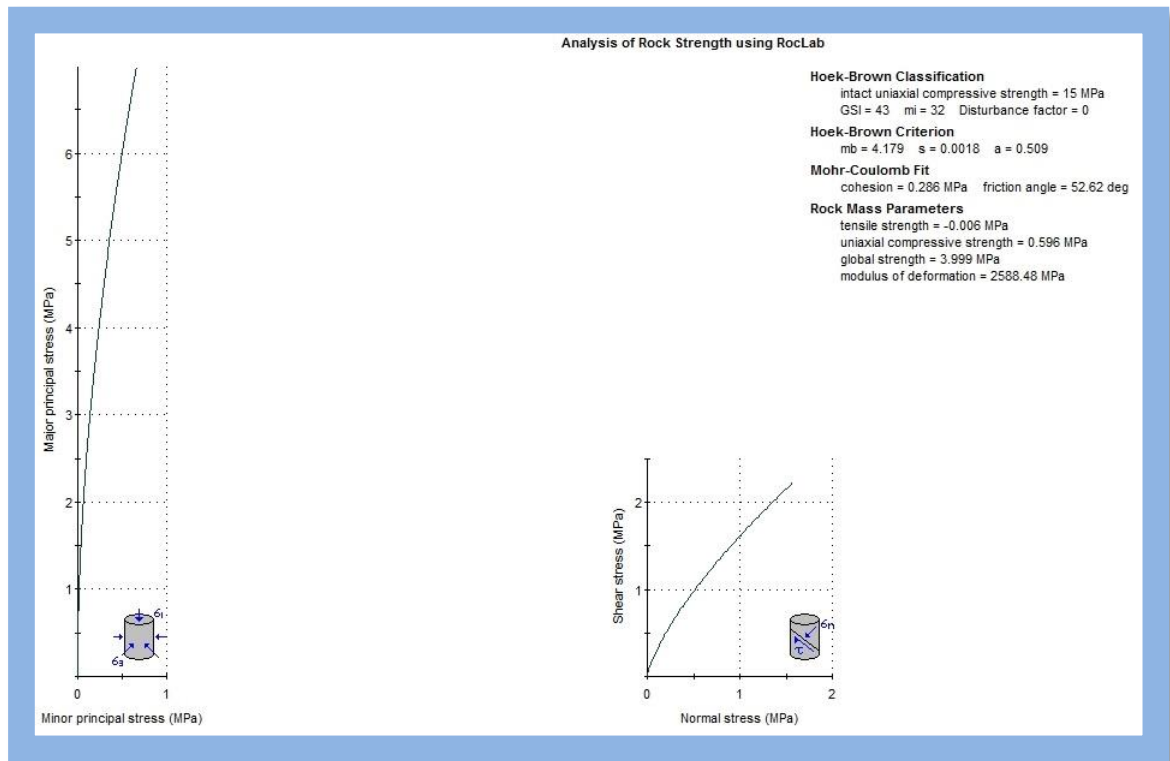
$$\text{GSI} = \text{RMR}' - 5 \longrightarrow 48 - 5 = 43 \longrightarrow \text{GSI} = 43$$

**Remarque**

Selon la Classification du GSI (**Tableau I.13**), on a trouvé que toutes les zones du massif de tunnel Ait Yahia Moussa sont très fracturées avec unemasse rocheuse partiellement perturbée (surfaces altéré et moyenne altéré), bien assemblée constituée des blocs anguleux à plusieurs facettes formées par au moins de quatre familles de discontinuités orthogonales.

#### IV.7.3.4. Les résultants estimés

Les résultats obtenus par RocLab sont représentés dans la figure IV.12 et les critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour la zone centrale.



**Figure IV.12 :** Les résultats obtenus par Rock Lab pour le portail de sortie

**Tableau IV.18 :** Paramètres géotechniques recommandés pour la zone située entre le PK 21+850 et le portail de sortie :

Classification de Hoek-Brown	
Résistance uniaxiale UCS (MPa)	15
Indice de Résistance Géologique GSI	43
Constante du matériau mi	32
Facteur de perturbation D	0
Les critères de Hoek– Brown	
mb [-]	4.179
S [-]	0.0018
a [-]	0.509
Les paramètres de Mohr-coulomb	
Cohésion C (MPa)	0.286
Angle de frottement interne $\phi$ (°)	52.62

Les paramètres de roche	
Module de Déformation $E_m$ (MPa)	2588.48
Poids volumétrique unitaire $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	26
$\sigma_t$ [MPa]	0.006
$\sigma_{cm}$ [MPa]	3.999

#### IV.8. Ordre de soutènement et d'excavation

Nous avons abouti à recommander quelques instructions afin de garantir le maintien de tunnel et cela pour les différents cas étudiés qui sont :

##### IV.8.1. Pour la zone centrale du tunnel

- 1 - Réalisation d'une excavation en taille de cercle recommandé de (1,25 - 1,50 m) ;
- 2 - La surface sera revêtue par le béton projeté de 5cm ;
- 3 - Installation de treillis métallique de 150\*150\*8 mm superposé au premier rang ;
- 4 - L'étalement en acier sera mis en place de type HEB160 ;
- 5 - Le béton projeté sera complété jusqu'au 21 cm ;
- 6 - Installation de treillis métallique de 150\*150\*8 mm superposé au second rang ;
- 7 - Le béton projeté sera complété jusqu'au 25 cm ;
- 8 - Application du boulon local dans les cas échéants.

##### IV.8.2. Pour les deux portails du tunnel

- 1 - Réalisation d'une excavation en taille de cercle recommandé de (1,00 m) ;
- 2 - La surface sera revêtue par le béton projeté de 6 cm ;
- 3 - Installation de treillis métallique de 150\*150\*8 mm superposé au premier rang.
- 4 - L'étalement en acier sera mis en place de type HEB180 ;
- 5 - Le béton projeté sera complété jusqu'au 24 cm ;
- 6 - Installation de treillis métallique de 150\*150\*8 mm superposé au second rang.
- 7 - Le béton projeté sera complété jusqu'au 30 cm ;
- 8 - Application du boulon local dans les cas échéants ;
- 9- Les enfilages de 32 mm seront appliqués aux sols en cas de déstabilisation du front de taille du tunnel et d'effusion ou d'effondrement dans le plafond du tunnel.

### **IV.9 Conclusion**

D'après les résultats qu'on a obtenus selon la caractérisation du massif et les différentes méthodes de classification géomecanique (RMR, Q et GSI) dans lequel située le tunnel d'Ait Yahia Moussa, on pourra classer ce massif dans le médiocre (classe 4) pour la zone du deux portails d'entrée et de sortie ce qui nécessite un pas d'avancement de 2,5 m et de 10 h de temps de tenue moyenne. Tandis que le massif rocheux de la zone central de tunnel est dans la classe moyenne ce qui nous amène à déduire que le creusement de cette zone nécessite un pas d'avancement de 5 m et de 7 jours de temps de tenue moyen.

# *Chapitre V*

## *Modélisation du tronçon du tunnel avec PLAXIS 3D Tunnel*

## V.1.Introduction

Dans ce chapitre, nous allons modéliser un tronçon qui appartient à la zone centrale du tunnel, en utilisant le logiciel Plaxis 3D du tunnel ; la méthode sur laquelle est basée le logiciel dans les calculs numériques est la MEF avec NATM comme technique d'excavation. Pour qu'on puisse faire tous les calculs nécessaires, on doit lui préciser tous données du projet.

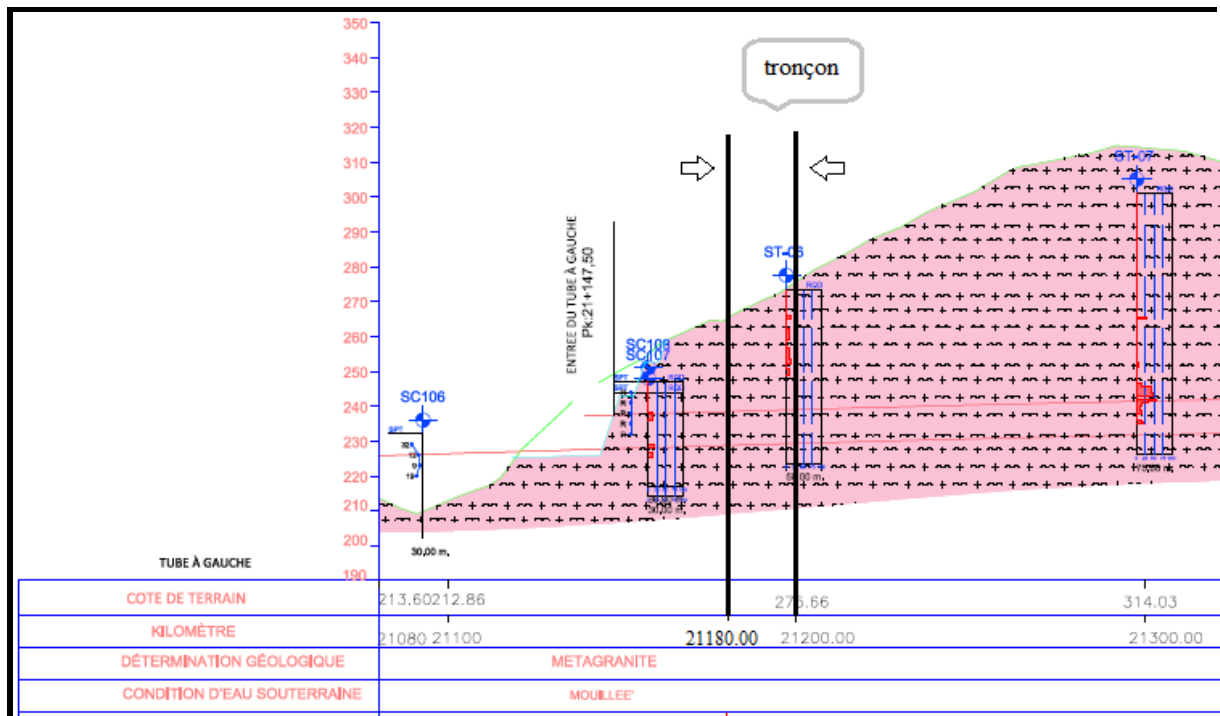
## V.2.Description du tronçon d'étude

Le tronçon pris pour projeter les calculs se trouve dans la zone centrale du tunnel tube gauche qui située entre le PK 21+180 et le PK 21+200, le tronçon faisant 20 m de longueur et d'une section de 16.75 m de largeur 14.33 m de hauteur creusé.

La couverture du terrain encaissant au-dessus de ce tronçon est de 25 m.



**Figure V.1** : les deux tubes de portail d'entrée. [Tunnel de Ait Yahia Moussa]



**Figure V.2 :** Coupe longitudinale du tronçon. [Schéma représentatif du tube Gauche]

### V.3. Système de soutènement du tronçon

Après la classification du massif du zone central du tunnel (classification RMR ,GSI et Q-Barton) comme il a été précédemment, la roche du tronçon de notre étude est moyen (classe 3) donc on peut déduire le pas d'avancement et les types de soutènements nécessaires pour éviter les risques d'effondrement et d'autres problèmes.

On a choisi le type de soutènements qui est approprié à notre cas, il est composé initialement d'une installation de treillis métallique de 150\*150\*8 superposé au premier rang, ensuite l'emplacement des cintres HEB 160 reliés entre eux par des barres en acier de diamètre 40 mm et 70 cm de longueur, par suite une projection de la première couche de béton de 21 cm d'épaisseur, l'emplacement du deuxième treillis métallique de 150\*150\*8 et finalement le béton projeté sera complété jusqu'à 25 cm. Pour augmenter la stabilité du tunnel, il sera renforcé par des boulons d'ancrages de 6 m de longueur et 25 mm de diamètre avec une plaque d'acier de 150\*150\*10 mm. Ce soutènement s'adapte à la NATM.

On a estimé que le pas d'avancement est de 5 m et le temps pendant lequel l'excavation est stable sans soutènement, d'après ce qu'on nous a vu sur le terrain le temps de soutien moyen est 7 jours au maximum.

La phase d'excavation du tunnel de Ait Yahia Moussa a été établie sur la base de la méthode NATM, qui semble la mieux adaptée aux conditions géologiques du terrain. La phase de creusement est comme suit : excavation en demi section (calotte, strosse), donc on commence par la calotte ensuite le strosse.[27]

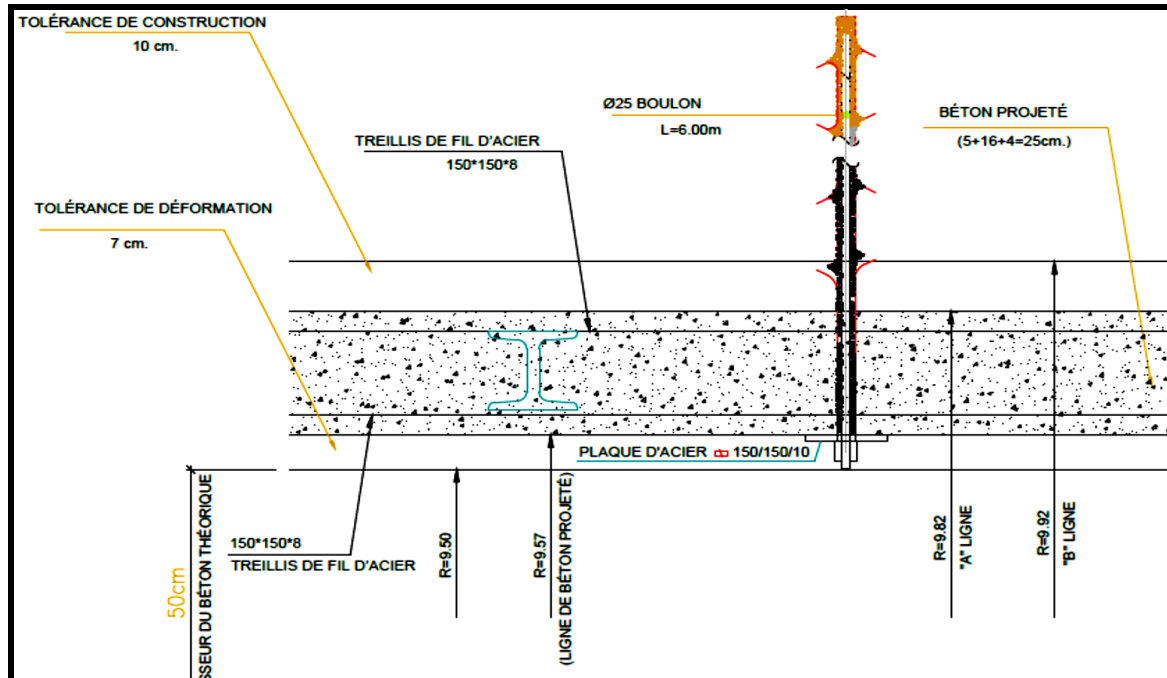


Figure V.3 : Schéma détaillé pour le soutènement. [27]

#### V.4. Les paramètres du soutènement

Les caractéristiques retenues pour le soutènement qui est utilisé pour ce tronçon sont d'écrites dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Paramètres de soutènements.

Soutènement	Paramètres
Béton C25+ Cintres HEB160	$E_A = 8.7 \cdot 10^6 \text{ KN/m}$
	$E_I = 6.7 \cdot 10^6 \text{ KNm}^2/\text{m}$
	$W = 7.5 \text{ KN/m/m}$
Cintre HEB 160	$E_A = 1.006 \cdot 10^6 \text{ KN/m}$
	$E_I = 4984 \text{ KN/m}$
Boulons	$E_A = 1.6 \cdot 10^6 \text{ KN/m}$
Ciment	$E_A = 10^6 \text{ KN/m}$

## V.5.Modélisation numérique du tronçon du tunnel avec Plaxis 3DTunnel

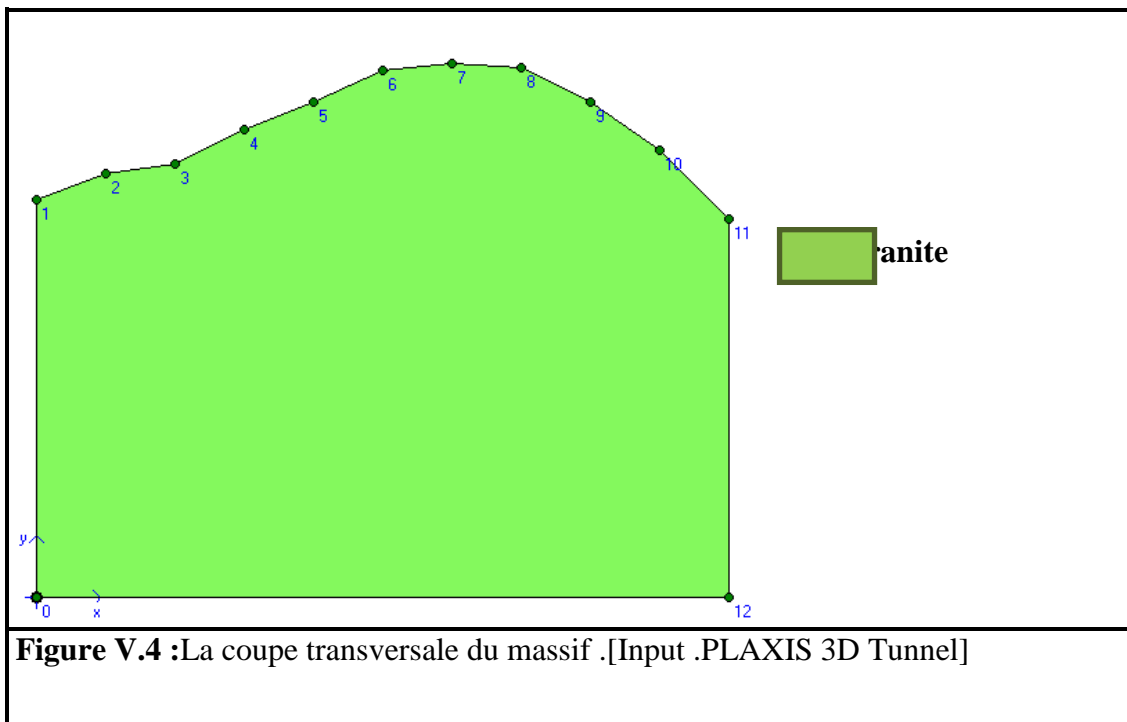
### V.5.1. Présentation de la procédure de simulation

#### V.5.1.1. Caractéristiques géométrique du massif

Le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb a été choisi pour la simulation de notre projet. Il sera modélisé par un modèle géométrique 3D. Il mesure 100 m de largeur sur 77.60 m de hauteur.

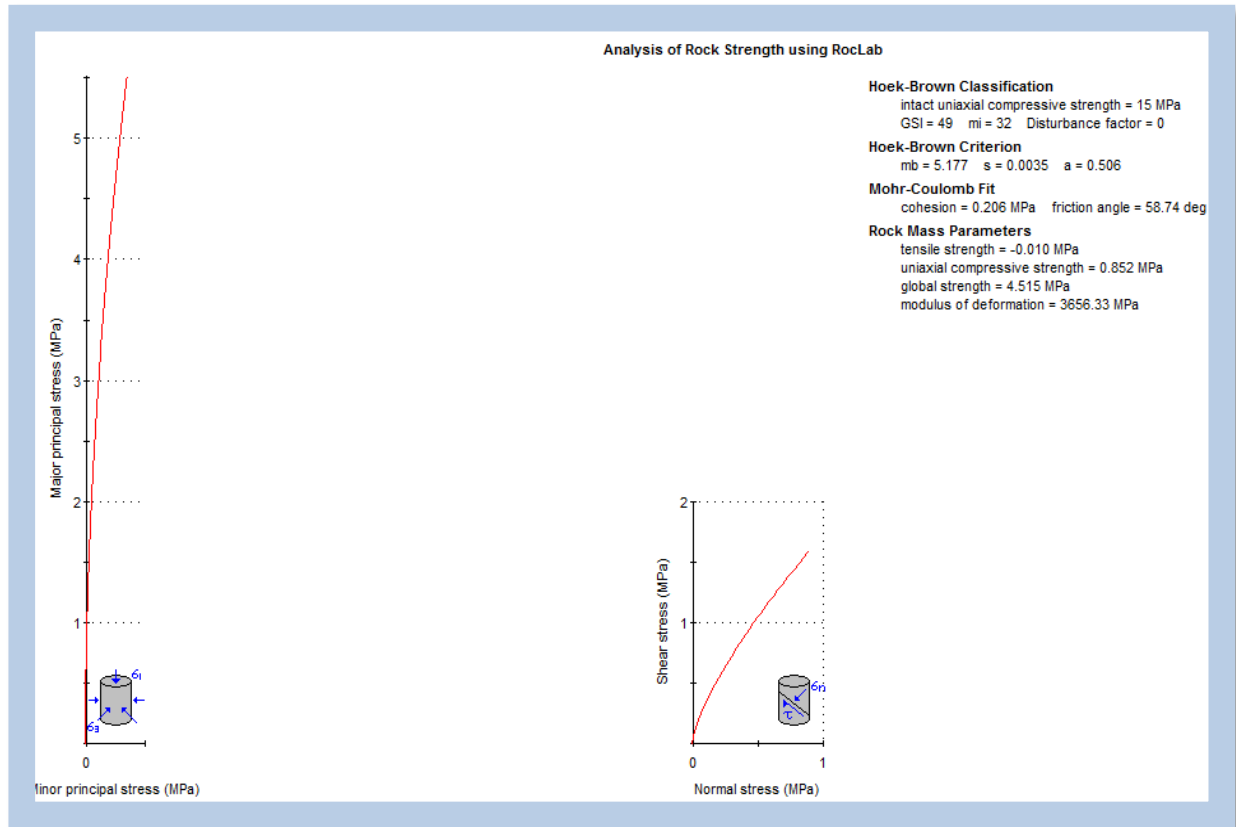
La géologie du site est composée principalement d'une seule couche de Metagranite.

Ce modèle est présenté sur la figure suivante :



### V.5.1.2. Caractéristiques géotechnique du massif

Les résultats obtenus par RocLab sont représenté dans la figure V.5 et le tableau ci-dessous pour le tronçon :



**Figure V.5 :** Les résultats estimé par le Roc Lab pour le tronçon.

**Tableau V.2 :** Paramètres géotechniques recommandés par le Roc Lab pour le tronçon.

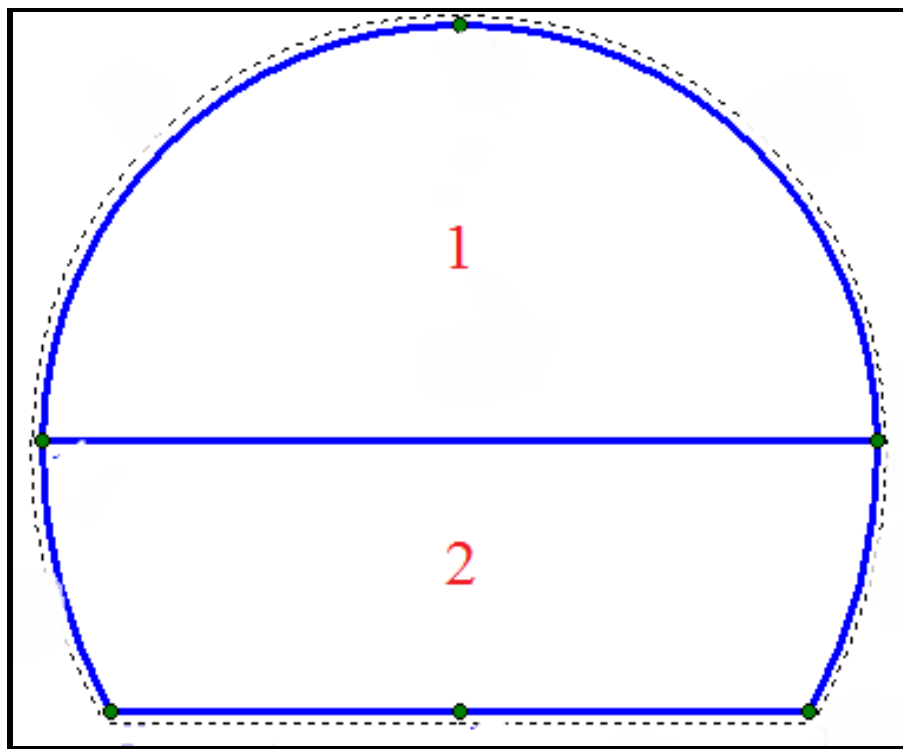
Paramètres du sol	Désignation	Métagranite
Poids volumique apparent	$\gamma_{\text{unsat}}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	26
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	26
Module d'Yong	E [MPa]	3656.33
Cohésion	C [MPa]	0.206
Coefficient de poisson	N	0.3
Angle du frottement interne	$\varphi$ °	58.74°
Angle du dilatation	$\psi$ °	28.74°

### V.5.1.3. Géométrie des sections du tunnel

Les dimensions de la section du tunnel sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau V.3 : Géométrie de la section du tunnel.**

Section	Rayon ( m )	Angle
Calotte (arc)	8.38	89.25
Strosse (arc)	6.72	30
Corner	/	60.75
Radier (ligne)	5.45	/



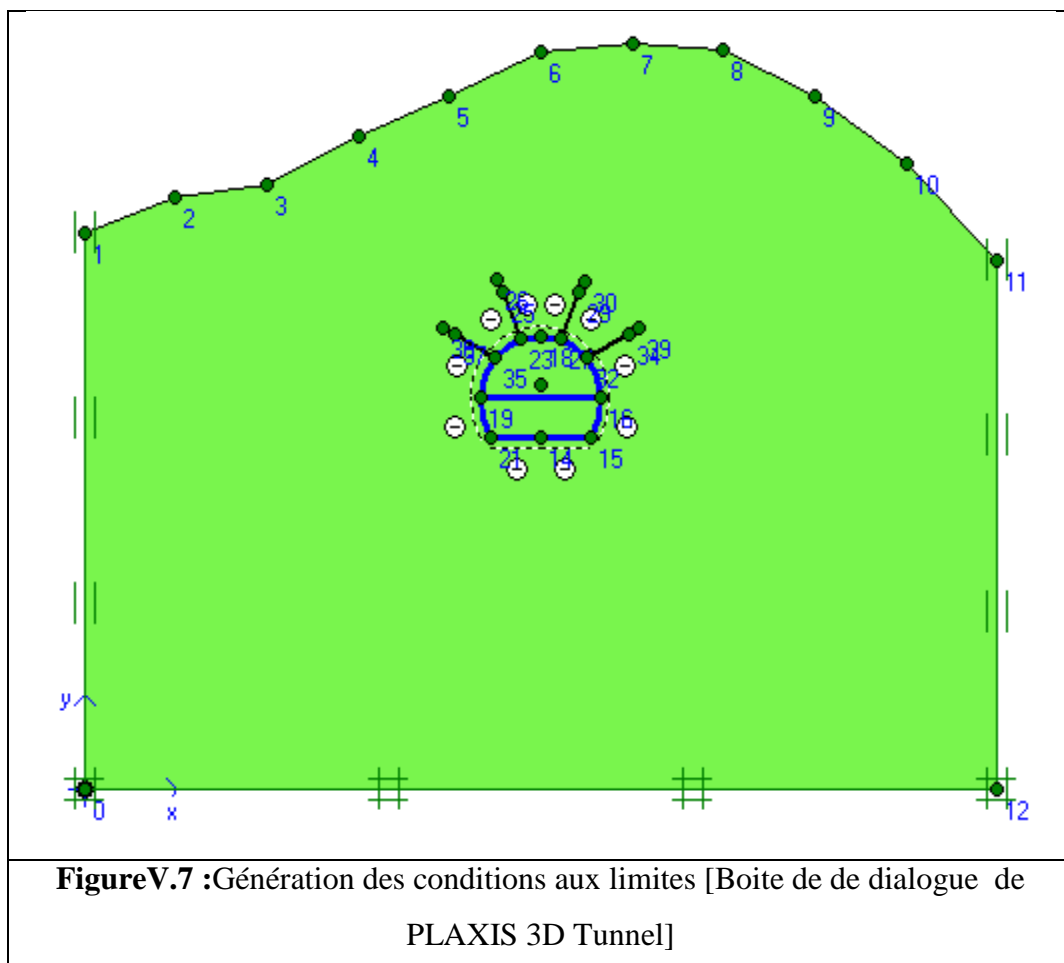
**Figure V.6:** Modèle géométrique.

## V.5.2. Modélisation numérique

Dans cette partie on fait la modélisation du tronçon de tunnel avec la mise en place d'un soutènement provisoire (béton projeté + cintre métallique HEB 160 + boulons d'ancrages).

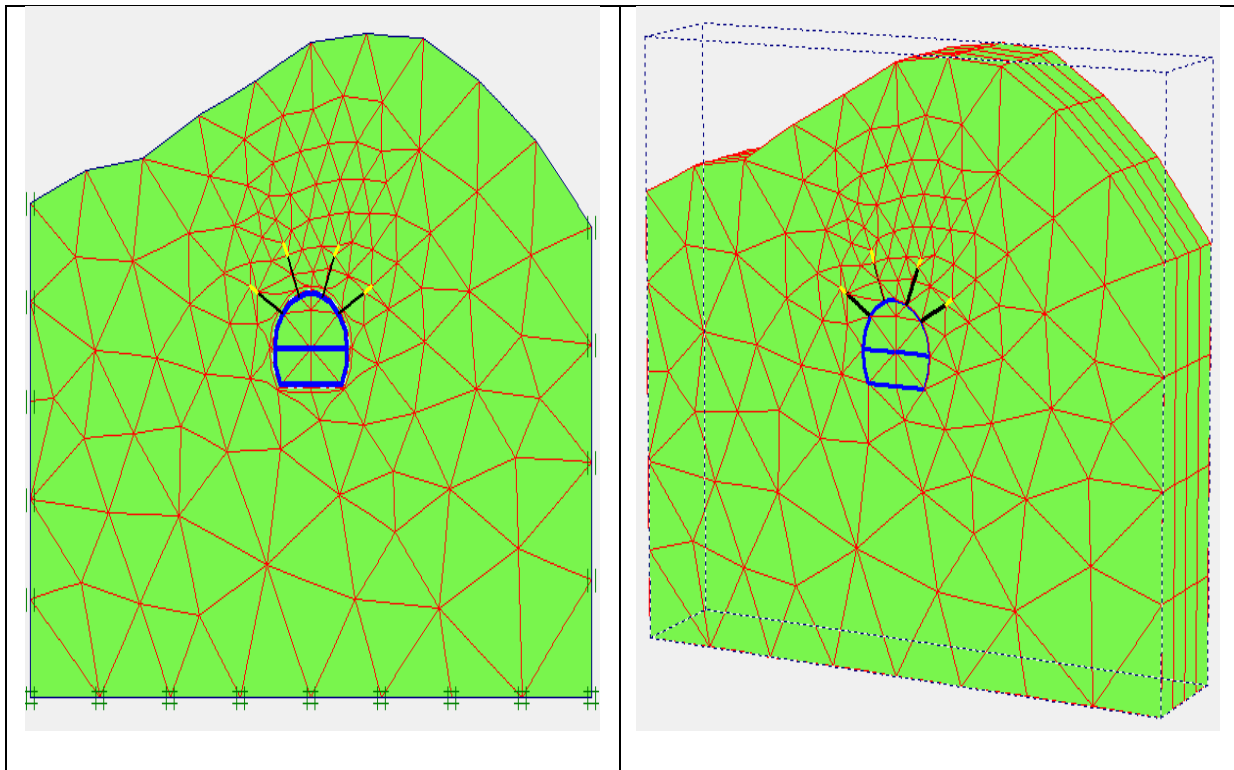
### V.5.2.1. Conditions aux limites

Pour tenir compte de l'évolution des déplacements avec la profondeur et minimiser l'influence des conditions aux limites, le front du modèle numérique est bloqué dans les trois directions (X, Y, Z), en utilisant la fonction «Standard Fixities ».



### V.5.2.2. Génération du maillage

Le maillage est généré en 2D dans un plan (OXY), puis en 3D suivant l'axe OZ. Le maillage se fait par des éléments à 15 nœuds, et notre ensemble sol + structure est constitué 922 d'éléments et 4728 de nœud. Le logiciel effectue les calculs des contraintes sur 5589 points.



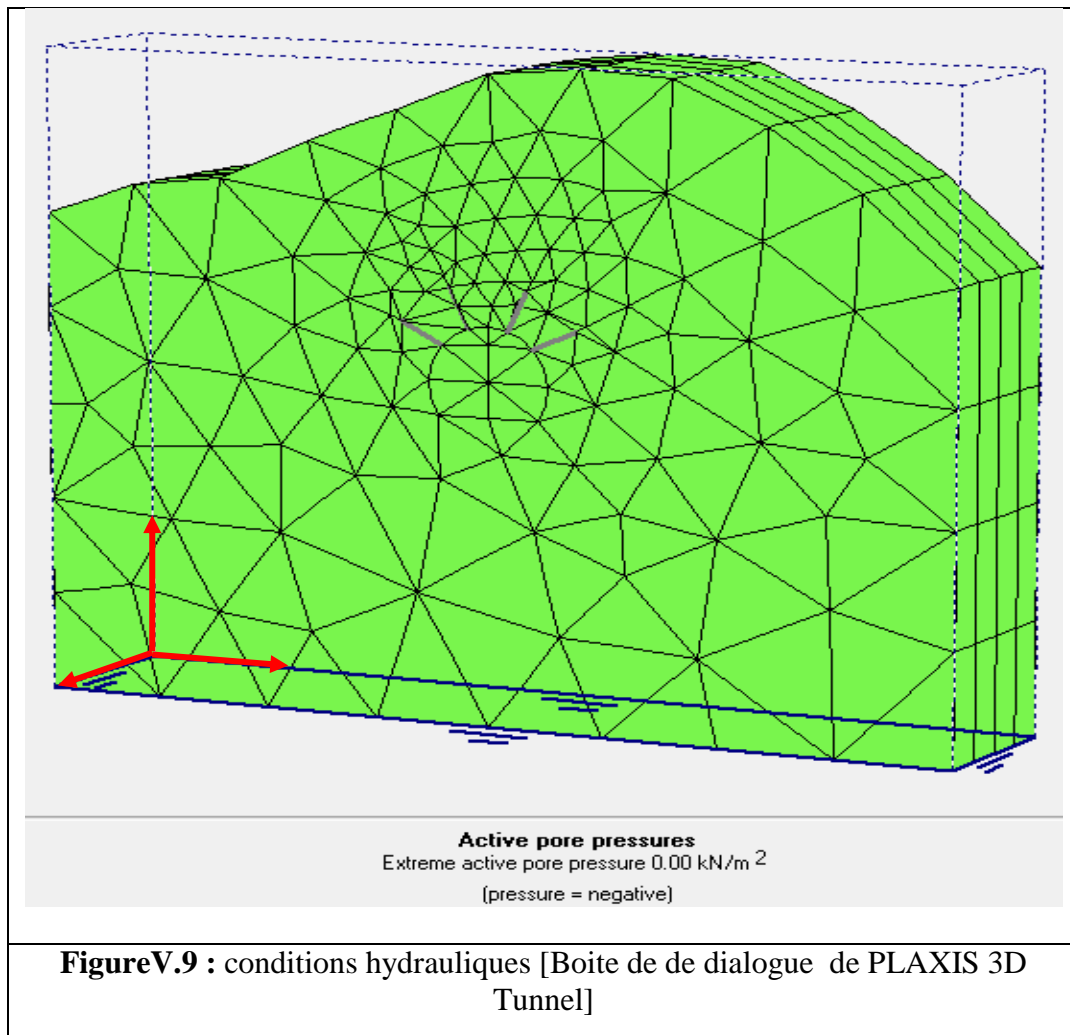
**Figure V.8 :** Génération du maillage en 2D puis en 3D

[Boîte de dialogue de PLAXIS 3D Tunnel]

### V.5.2.3. Conditions initiales

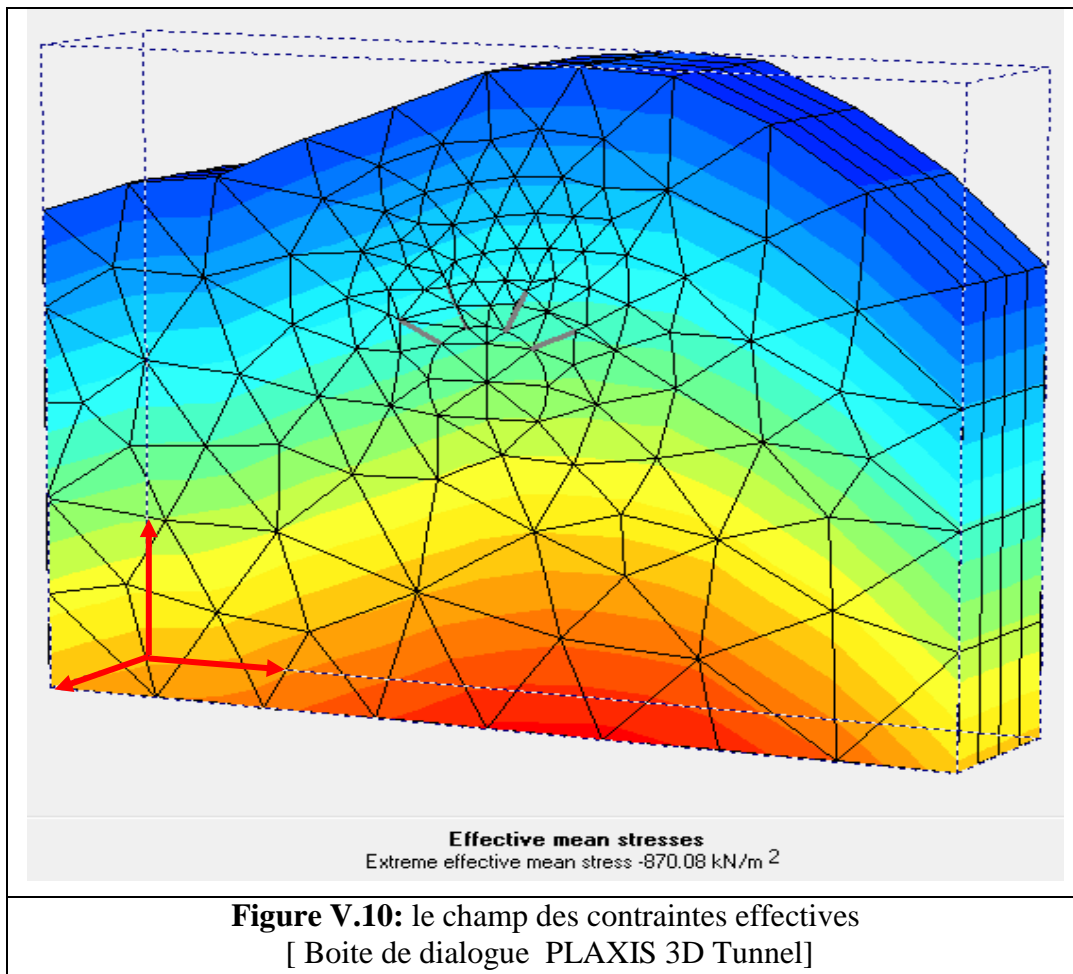
On doit spécifier les conditions initiales constituées de deux modes différents :

- a). Le premier mode est pour gérer la pression interstitielle initiale (condition hydraulique).
  - Aucune nappe n'indique au niveau de la zone du tunnel.
    - Le poids volumique de l'eau :  $W_{\text{water}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ;
    - Ce paramètre permet de distinguer les contraintes effectives et pressions interstitielles ;
    - La pression interstitielle  $P = 0.00 \text{ kN/m}^2$  .



b). L'autre est pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effective

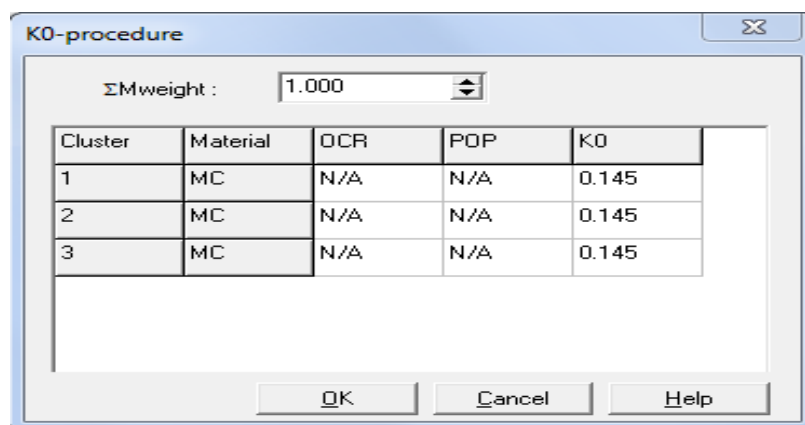
- La contrainte effective maximale  $\sigma_{\text{eff}} = 870.08 \text{ KN/m}^2$



**Figure V.10:** le champ des contraintes effective  
[ Boîte de dialogue PLAXIS 3D Tunnel]

❖ Le coefficient de pression du terre  $K_0 = \sigma_h / \sigma_v K_0 = 0.145$

- $\sigma_h$  : les contraintes horizontale ;
- $\sigma_v$  : les contraintes verticales .



**Figure V.11 :** Le coefficient de pression du terre  $K_0$ . [ Boîte de dialogue PLAXIS 3D Tunnel]

**V.5.2.4. Exécution de l'excavation du tunnel**

Après avoir introduit toutes les paramètres de l'ensemble sol+structure, on lance l'application des calculs «calculations» : les calculs se font selon plusieurs phases, chacune représente un pas d'avancement.

**❖ Section 1 :( calotte)**

Phase1 : état initial ;

Phase 2 : excavation de 5 mètres et l'activation de soutènement (Cintres + Boulons d'ancrages) ;

Phase 3: Excavation de 5 mètres et l'activation des cintres ;

Phase 4: Excavation de 5 mètres et l'activation des cintres et les boulons d'ancrages de la phase 3;

Phase 5 : Excavation de 5 mètres et activation du soutènement (Cintres +Boulons d'ancrages) et les boulons d'ancrages de la phase 4 au même temps.

**❖ Section 2:( Stross)**

Phase 6 : Excavation de 5 mètres et l'activation de soutènements ;

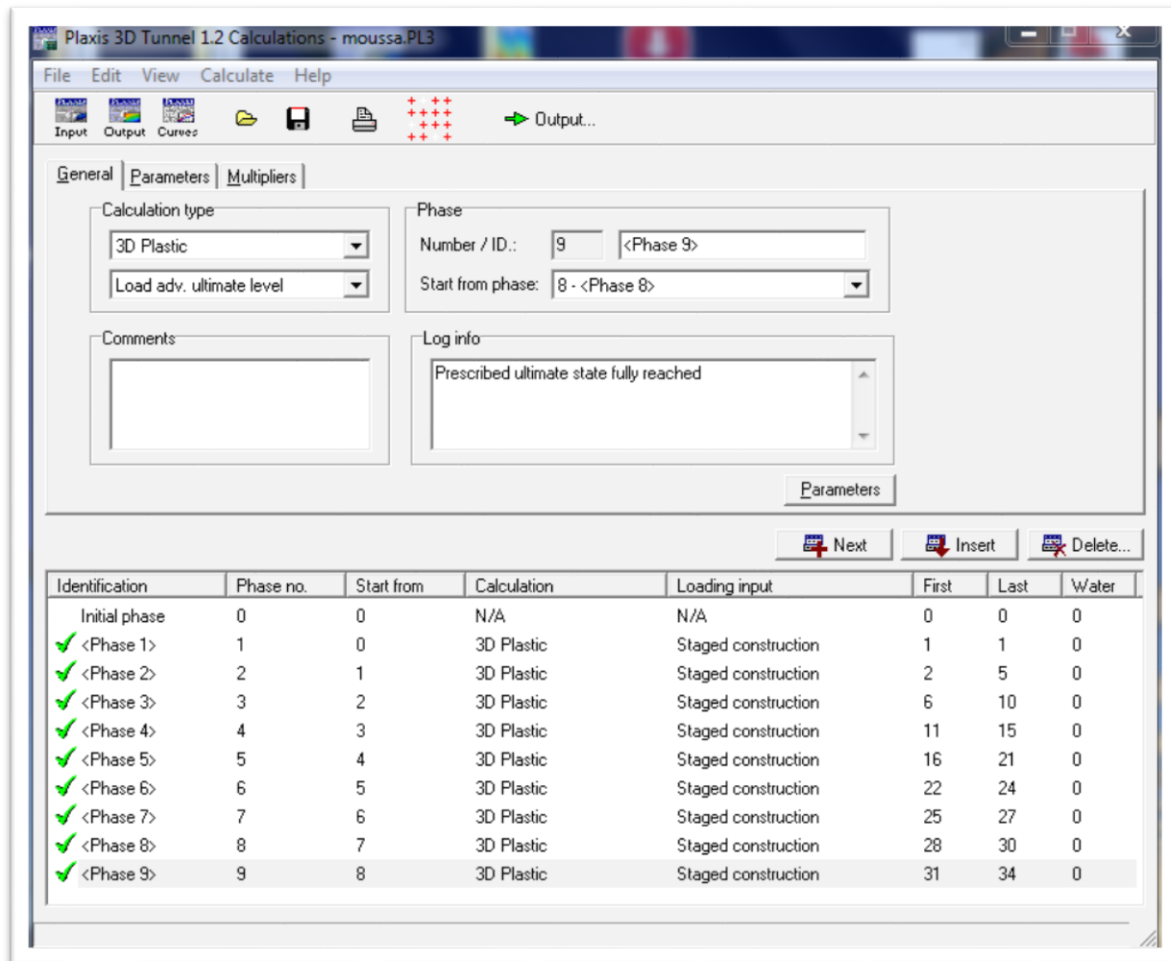
Phase 7 : Excavation de 5 mètres et l'activation de soutènements ;

Phase 8 : Excavation de 5 mètres et l'activation de soutènements ;

Phase 9 : Excavation de 5 mètres et l'activation de soutènements.

### V.5.2.5. Les différentes phases du calcul

Les différentes phases du calcul sont représentées au figure V.12 ci-dessous



**Figure V.12:** Phases de calculs. [ Boite de dialogue PLAXIS 3D Tunnel]

### V.5.2.6. Calcul de la déformation (déplacements) dus au creusement du tunnel

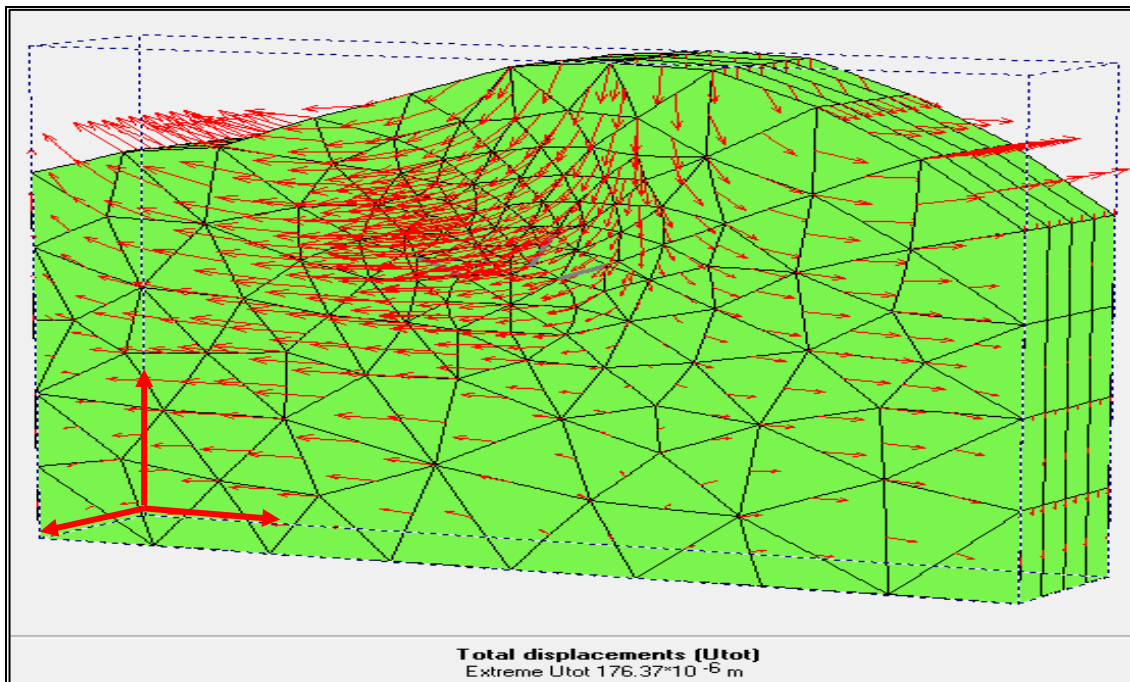
Le calcul des déformations se fait d'une manière itérative, pour chaque pas d'avancement, et suivent les trios axes (OX, OY, OZ), pour qu'on obtienir à la fin la valeur du déplacement total du massif, et celles des contrainte effectives et réelles.

Dans notre étude, nous nous intéressons à interpréter les résultats obtenus pour les phases

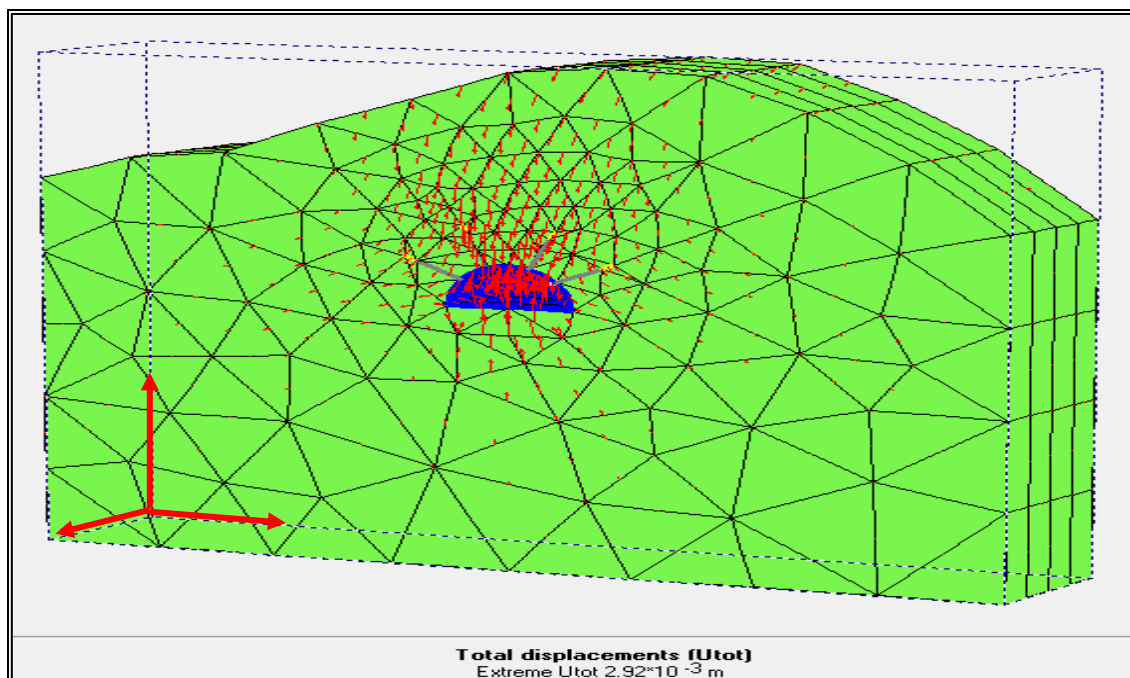
**1** , **5** et **9** pour décrire les mouvements horizontaux (OX, OZ) et verticaux (OY).

**Tableau V.4 :** Résultats des déplacements et contraintes dus au creusement du tunnel.

	Désignation (Unité)	Phase 1	Phase 5	Phase 9
<b>Déplacement horizontaux</b>	$U_x(m)$	$176.21 \cdot 10^{-6}$	$675.29 \cdot 10^{-6}$	$755.18 \cdot 10^{-6}$
	$U_z (m)$	0	$97.22 \cdot 10^{-6}$	$101.40 \cdot 10^{-6}$
<b>Déplacement verticaux</b>	$U_y(m)$	$120.23 \cdot 10^{-6}$	$2.92 \cdot 10^{-3}$	$3.23 \cdot 10^{-3}$
<b>Déplacement totaux</b>	$U_{tot}(m)$	$176.37 \cdot 10^{-6}$	$2.92 \cdot 10^{-6}$	$3.24 \cdot 10^{-3}$
<b>Incrément horizontal</b>	$dU_x(m)$	$176.21 \cdot 10^{-6}$	$9.96 \cdot 10^{-6}$	$33.84 \cdot 10^{-6}$
	$d U_x(m)$	0	$1.25 \cdot 10^{-6}$	$7.98 \cdot 10^{-6}$
<b>Incrément vertical</b>	$d U_y(m)$	$120.23 \cdot 10^{-6}$	$3.41 \cdot 10^{-6}$	$125.12 \cdot 10^{-6}$
<b>Incrément total</b>	$dU_{tot} (m)$	$176.37 \cdot 10^{-6}$	$3.55 \cdot 10^{-6}$	$125.12 \cdot 10^{-6}$
<b>Contrainte effective maximal</b>	$\sigma_{eff}$ (KN/m <sup>2</sup> )	861	849.11	956.59
<b>Contrainte total maximale</b>	$\sigma_{tot}$ (KN/m <sup>2</sup> )	861	849.11	956.59

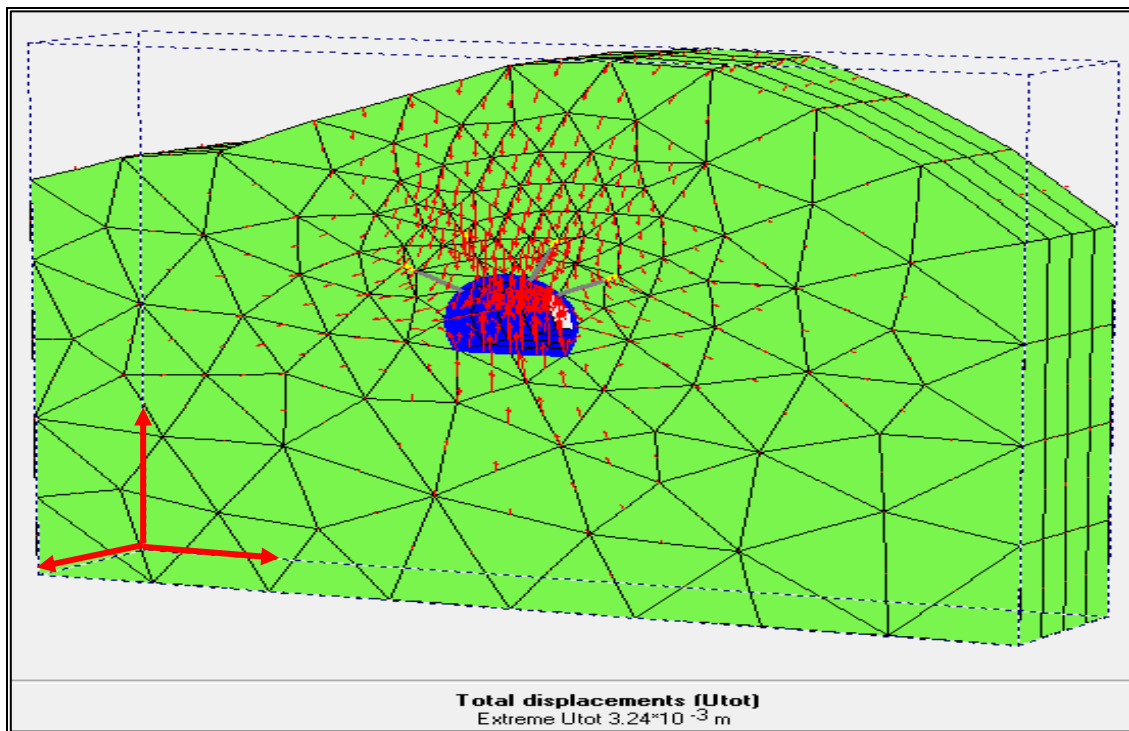
**V.5.2.7. Calcul et comparaison des déplacements totaux ( $U_{tot}$ ) entre les phases choisies****Phase 1**

$$U_{tot} = 176.37 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

**Phase 5**

$$U_{tot} = 2.92 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

## Phase 9

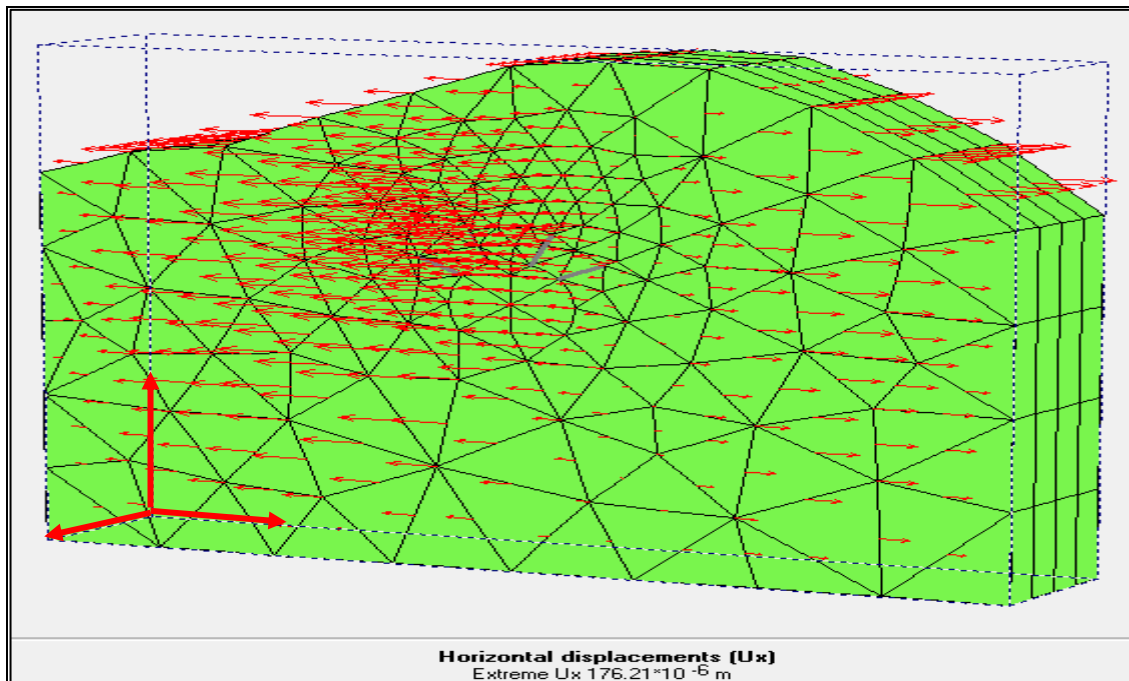


$$U_{\text{tot}} = 3.24 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

✚ D'après les résultats obtenus dans les différentes phases, on remarque que les déplacements totaux  $U_{\text{tot}}$  dans les premières phases sont très petits (proche de 0), mais ils augmentent au fur et à mesure de l'avancement des travaux jusqu'à atteindre une valeur maximale de  $U_{\text{tot}} = 3.24 \cdot 10^{-3} \text{ m}$  qui reste dans la fourchette de déformation petite. (Quelques millimètres).

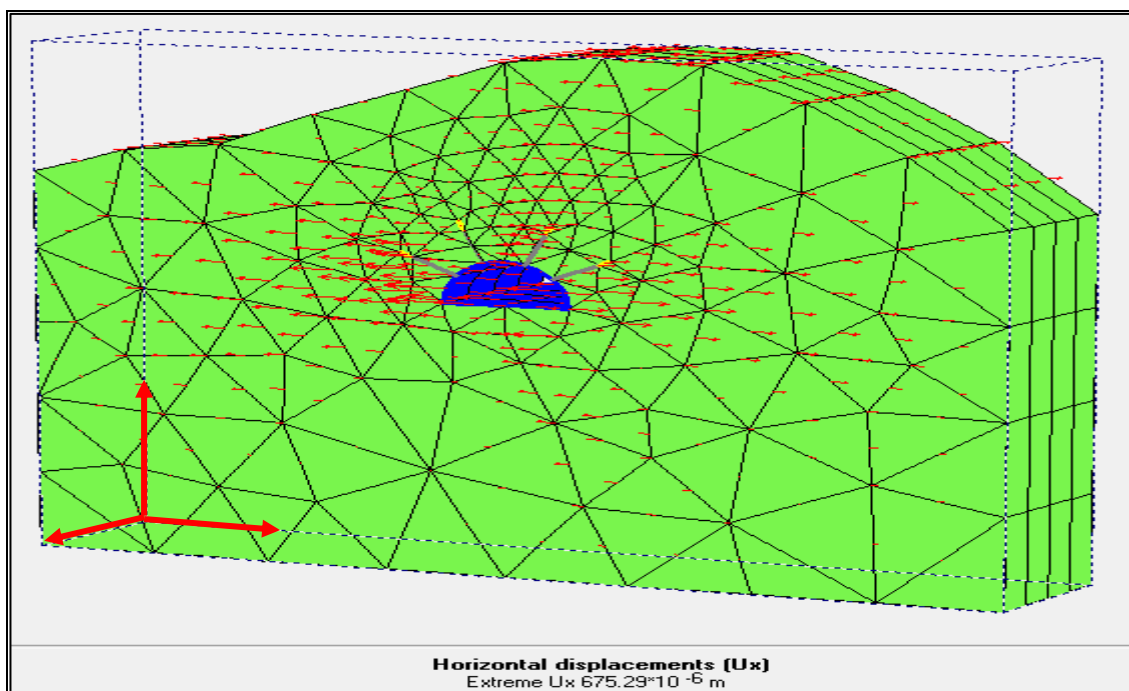
### V.5.2.8. Calcul et comparaison des déplacements horizontales ( $U_x$ ) entre les phases choisies

Phase 1



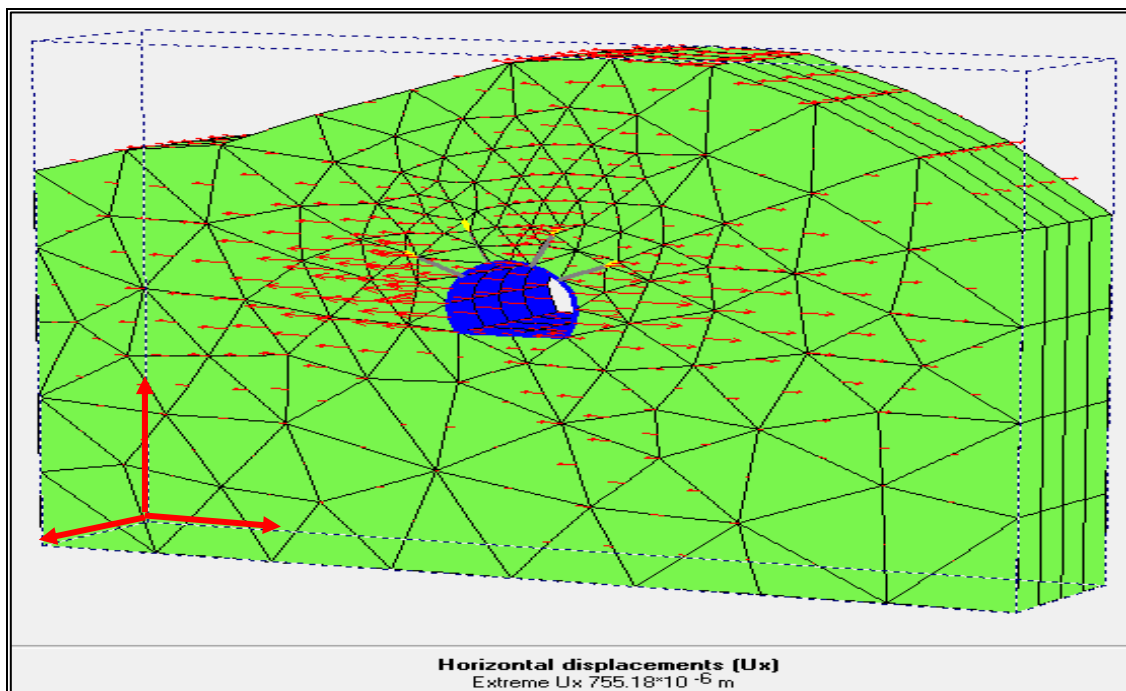
$$U_x = 176.21 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

Phase 5



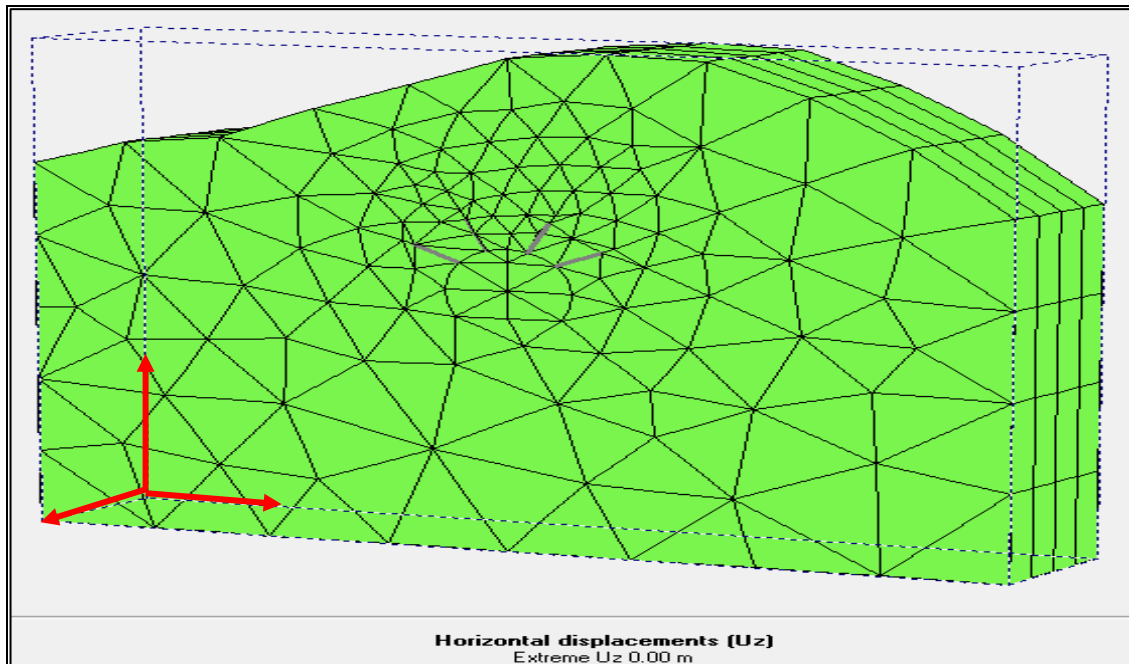
$$U_x = 675.29 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

## Phase 9

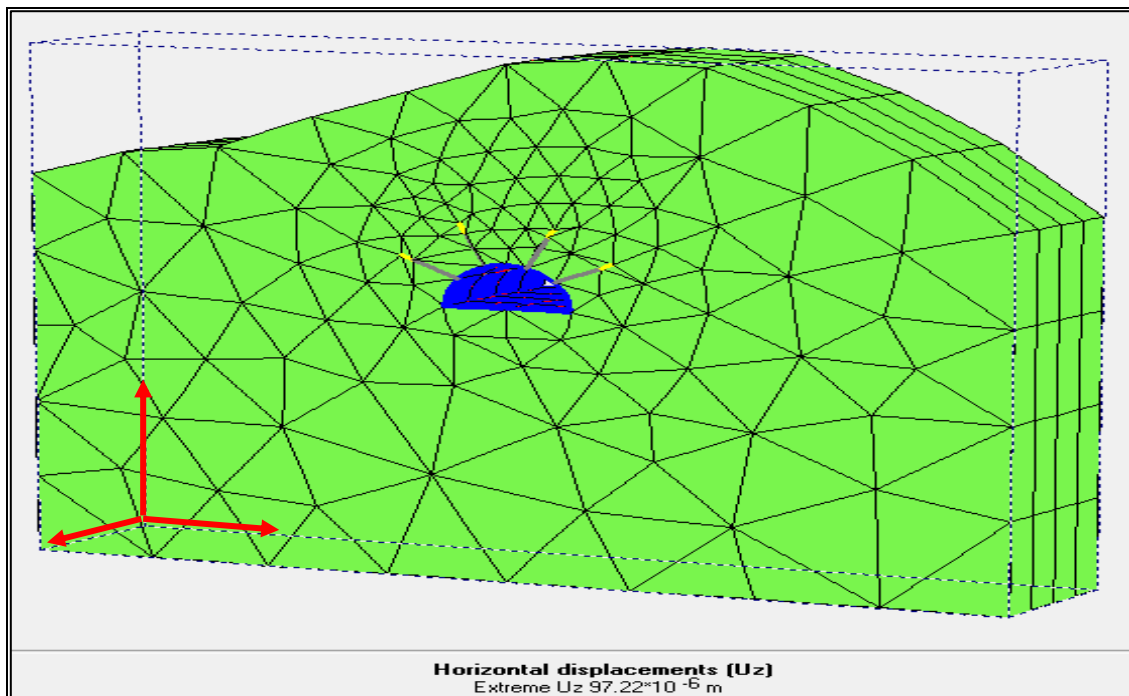


$$U_x = 755.18 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

✚ D'après les résultats obtenus dans les différentes phases, on remarque que les déplacements horizontaux  $U_x$  sont presque nuls.

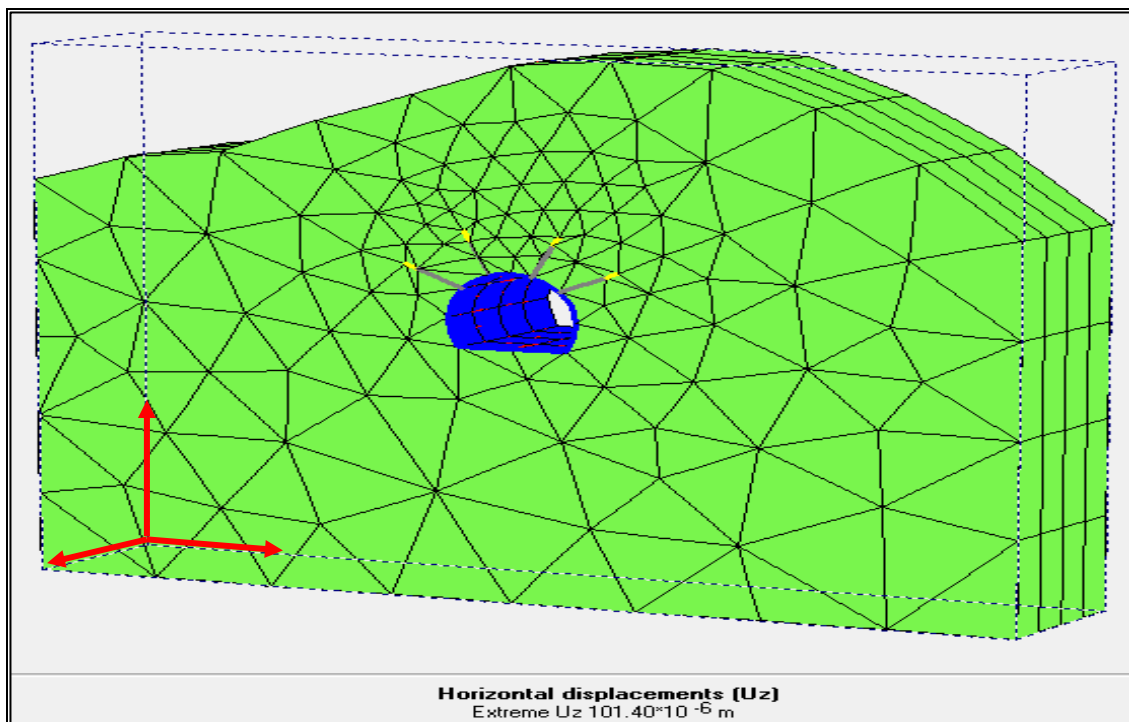
**V.5.2.9. Calcul et comparaison des déplacements horizontales ( $U_z$ ) entre les phases choisies****Phase 1**

$$U_z = 0.00 \text{ m}$$

**Phase 5**

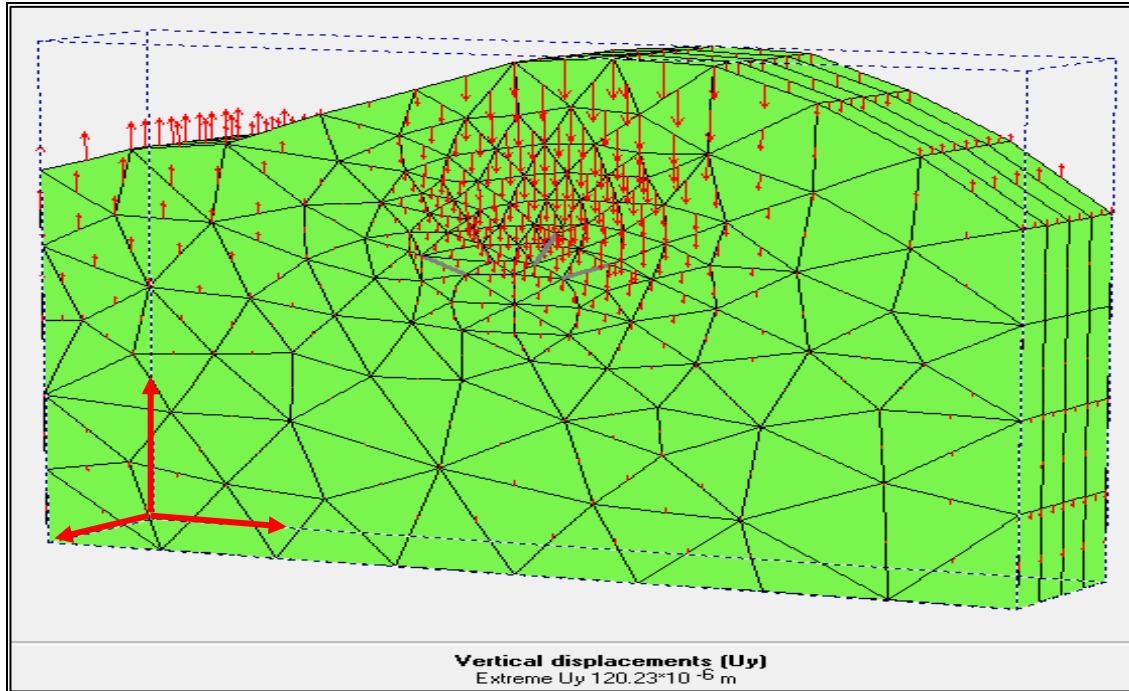
$$U_z = 97.22 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

## Phase 9

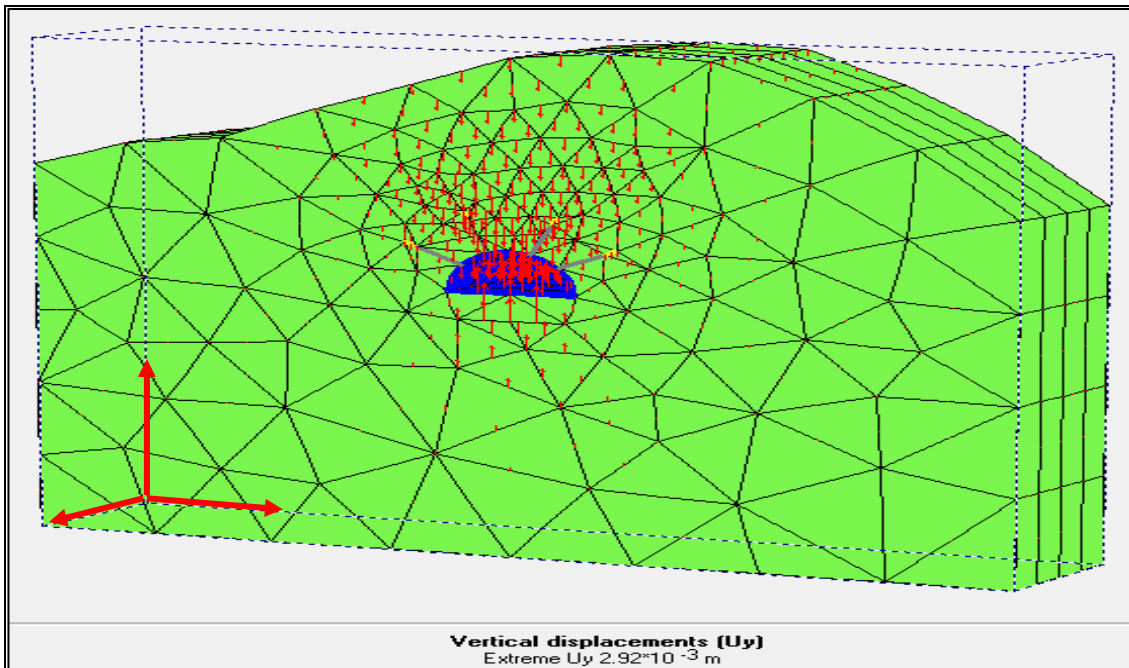


$$U_z = 101.40 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

On remarque les valeurs des déplacements horizontaux  $U_z$  suivant l'axe (Oz) sont presque nuls.

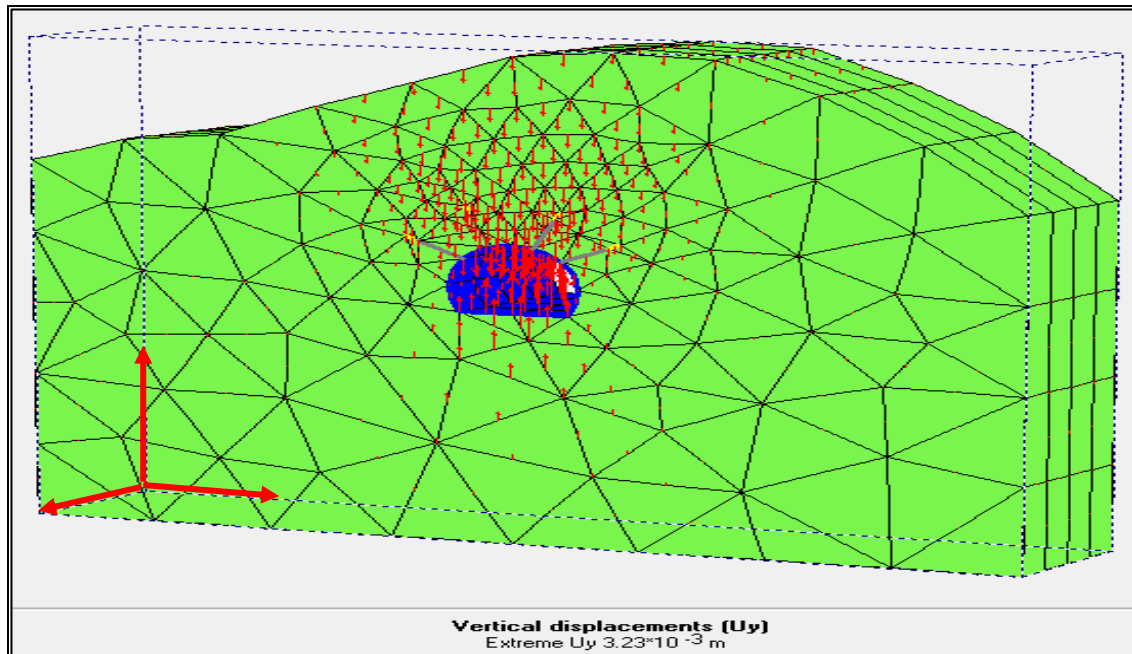
**V.5.2.10. Calcul et comparaison des déplacements verticaux ( $U_y$ ) entre les phases choisies****Phase 1**

$$U_y = 120.23 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

**Phase 5**

$$U_y = 2.92 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

## Phase 9

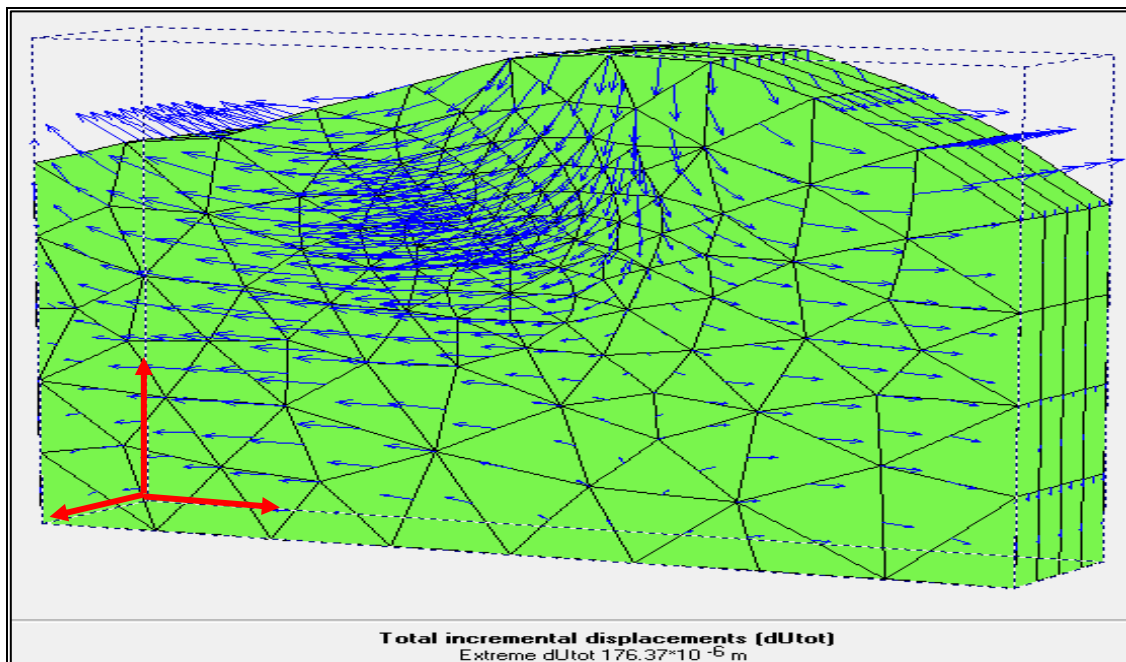


$$U_y = 3.23 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

✚ D'après les résultats obtenus dans les différentes phases, on remarque que les déplacements totaux  $U_y$  dans les premières phases sont très petits (proche de 0), mais ils augmentent au fur et à mesure de l'avancement des travaux jusqu'à atteindre une valeur maximale de  $U_y = 3.23 \cdot 10^{-3} \text{ m}$  qui reste dans la fourchette de déformation petite. (Quelques millimètres).

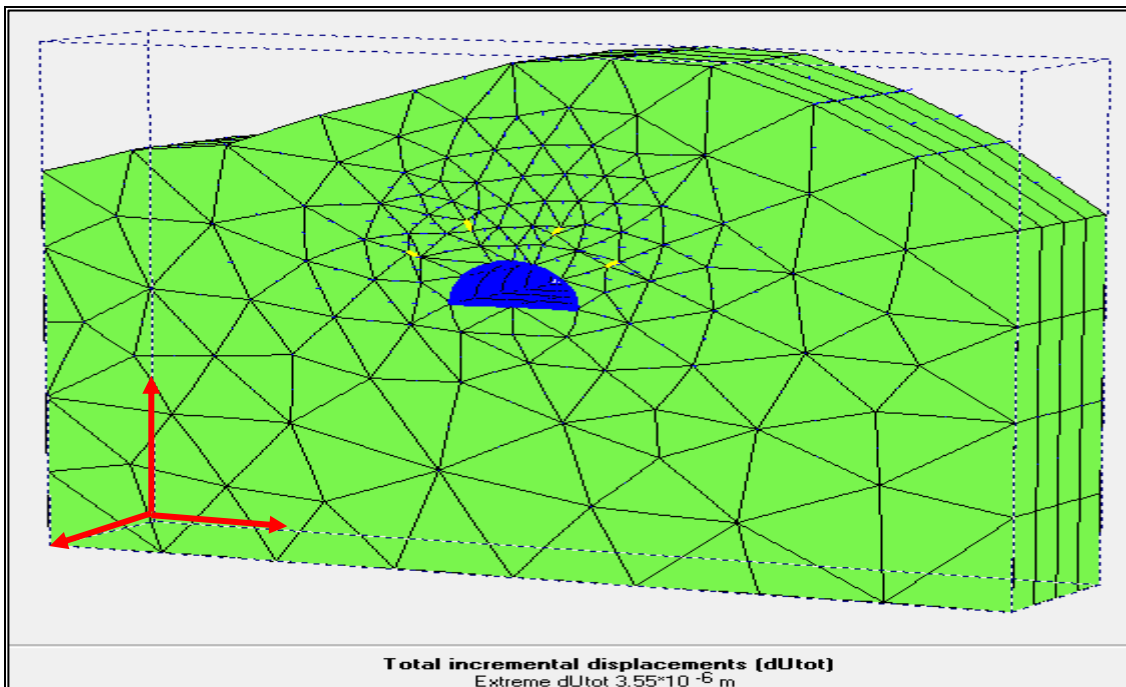
### V.5.2.11. Calculs des incréments totaux ( $dU_{tot}$ ) entre les phases choisies

#### Phase 1



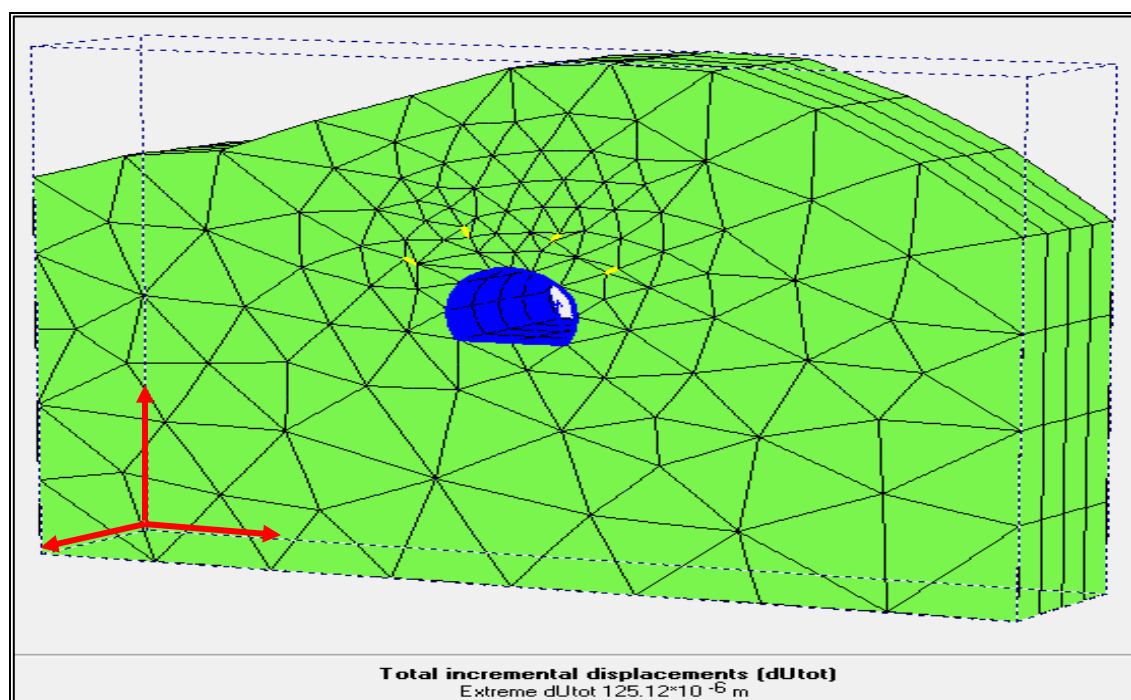
$$dU_{tot} = 176.37 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

#### Phase 5

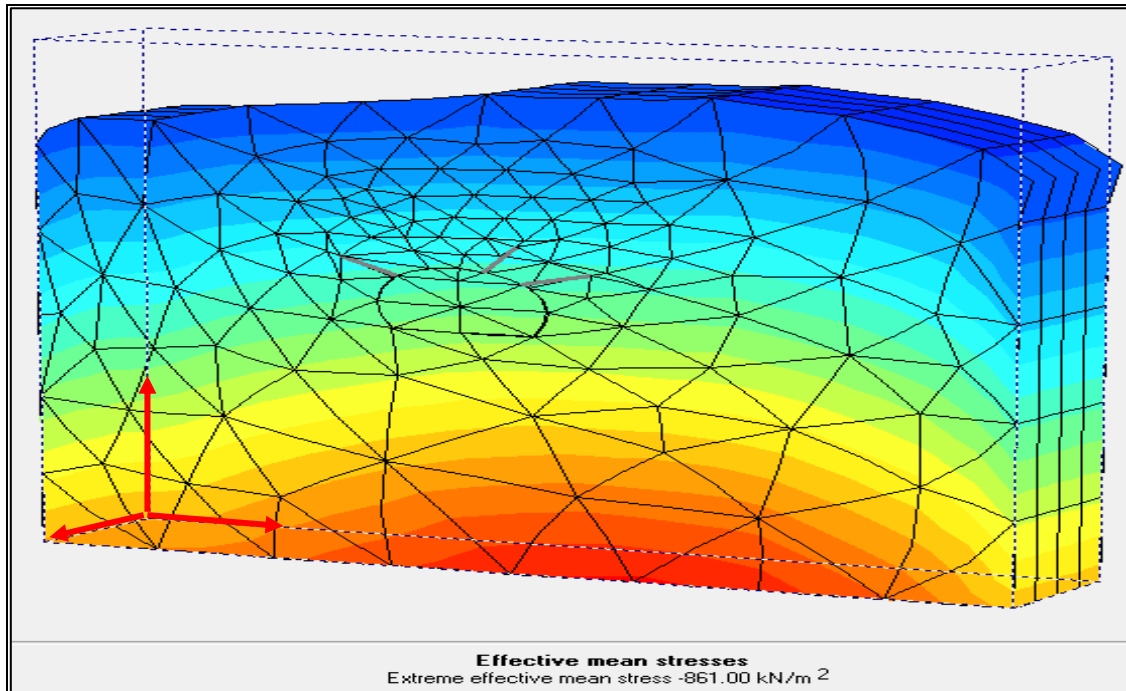


$$dU_{tot} = 3.55 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

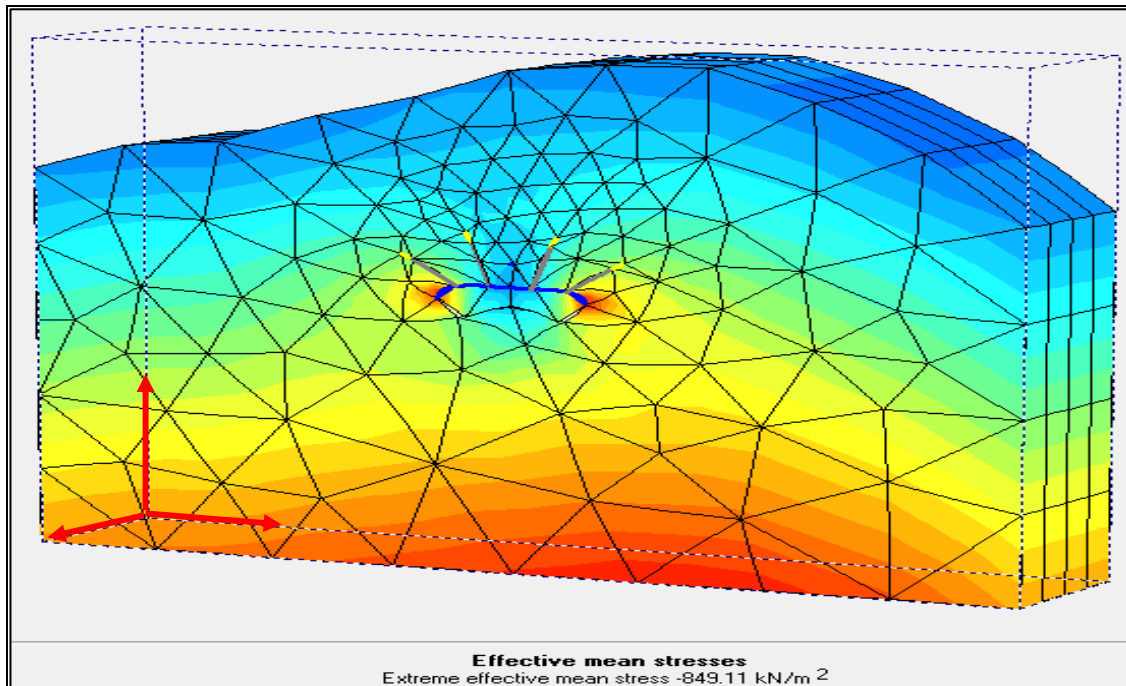
## Phase 9



$$dU_{\text{tot}} = 125.12 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

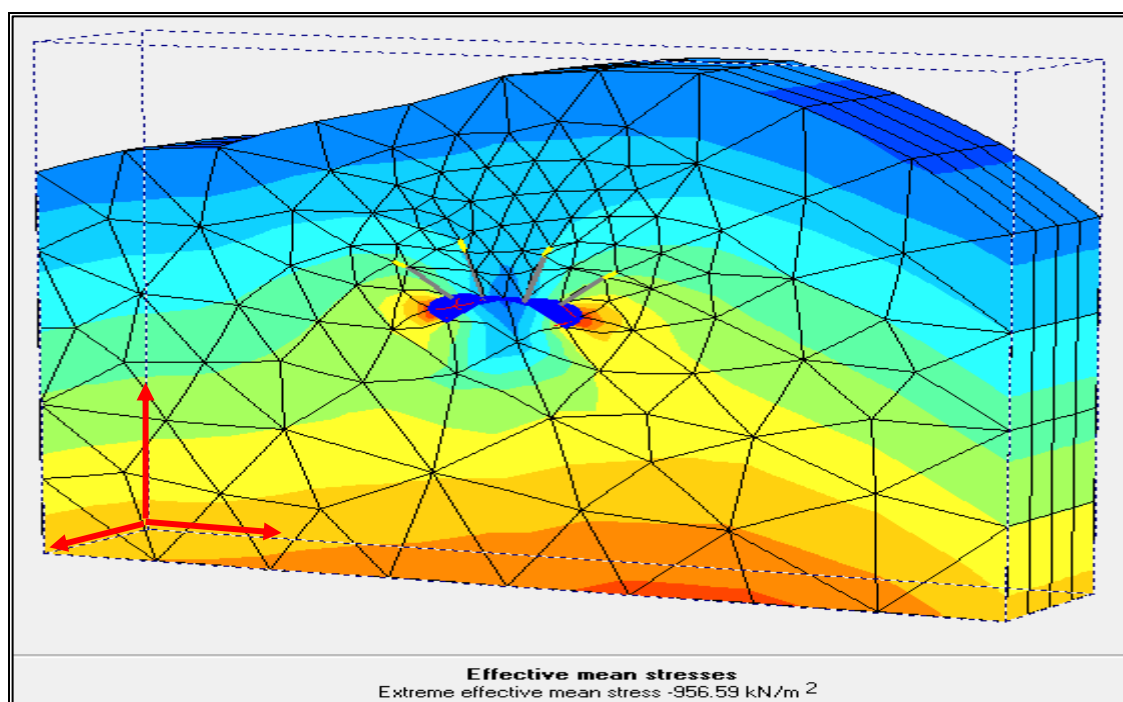
**V.5.2.12. Calculs des contraintes effectives ( $\sigma_{\text{effe}}$ )****Phase 1**

$$\sigma_{\text{effe}} = 861.00 \text{ KN/ m}^2$$

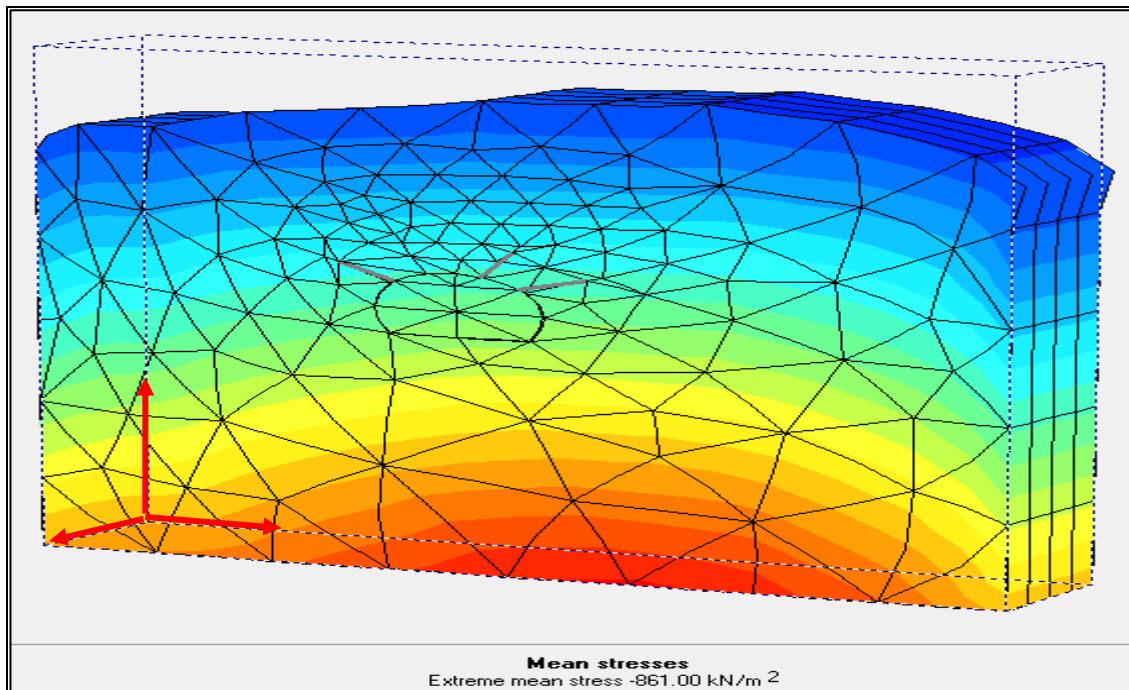
**Phase 5**

$$\sigma_{\text{effe}} = 849.11 \text{ KN/ m}^2$$

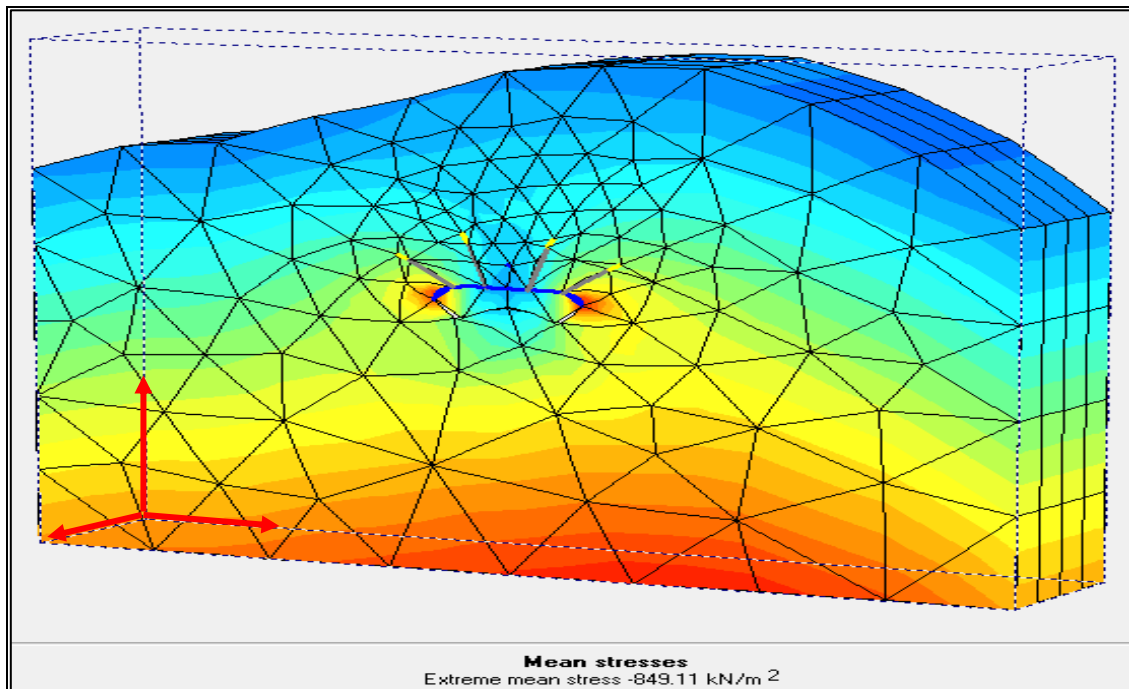
## Phase 9



$$\sigma_{\text{effe}} = 956.59 \text{ KN/ m}^2$$

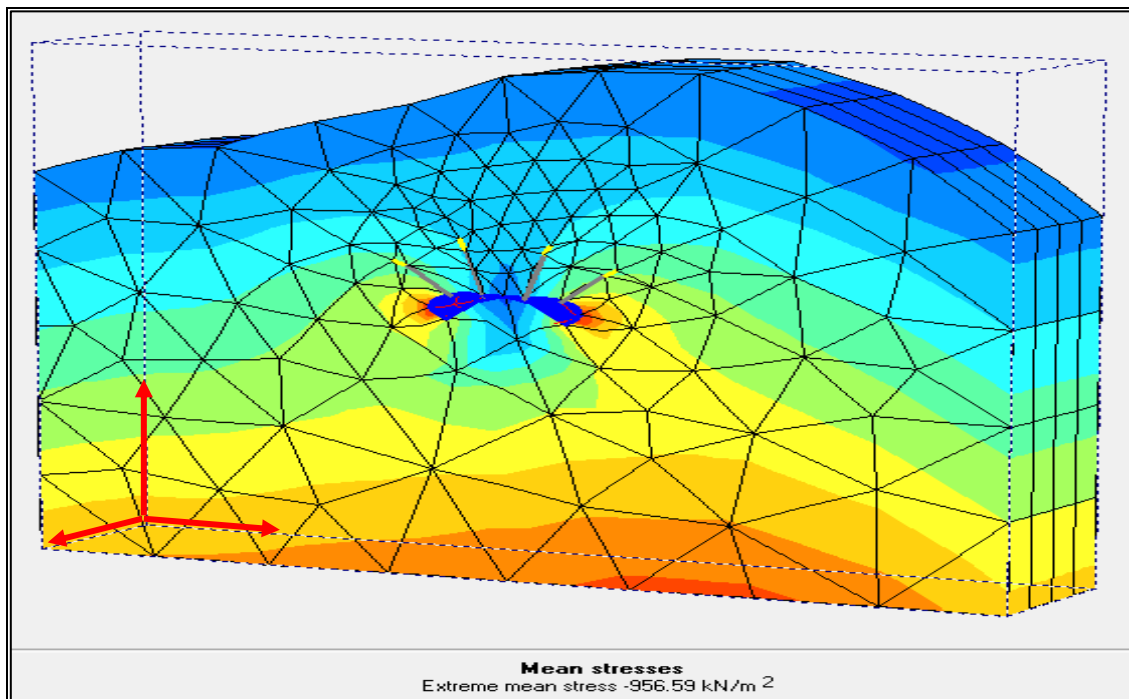
**V.5.2.13. Calculs des contraintes totales( $\sigma_{tot}$ )****Phase 1**

$$\sigma_{tot} = 861.00 \text{ KN/ m}^2$$

**Phase 5**

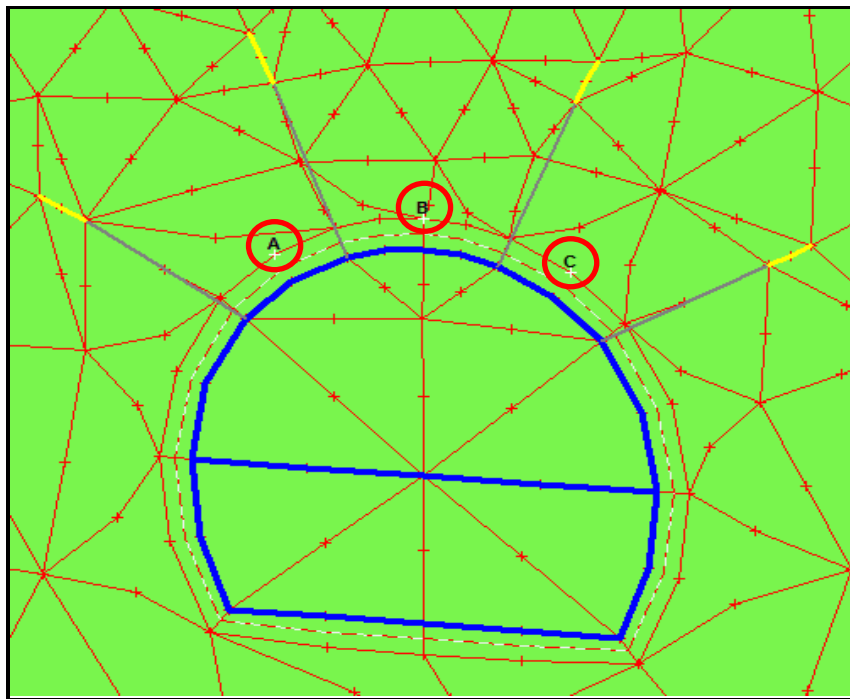
$$\sigma_{tot} = 849.11 \text{ KN/ m}^2$$

## Phase 9

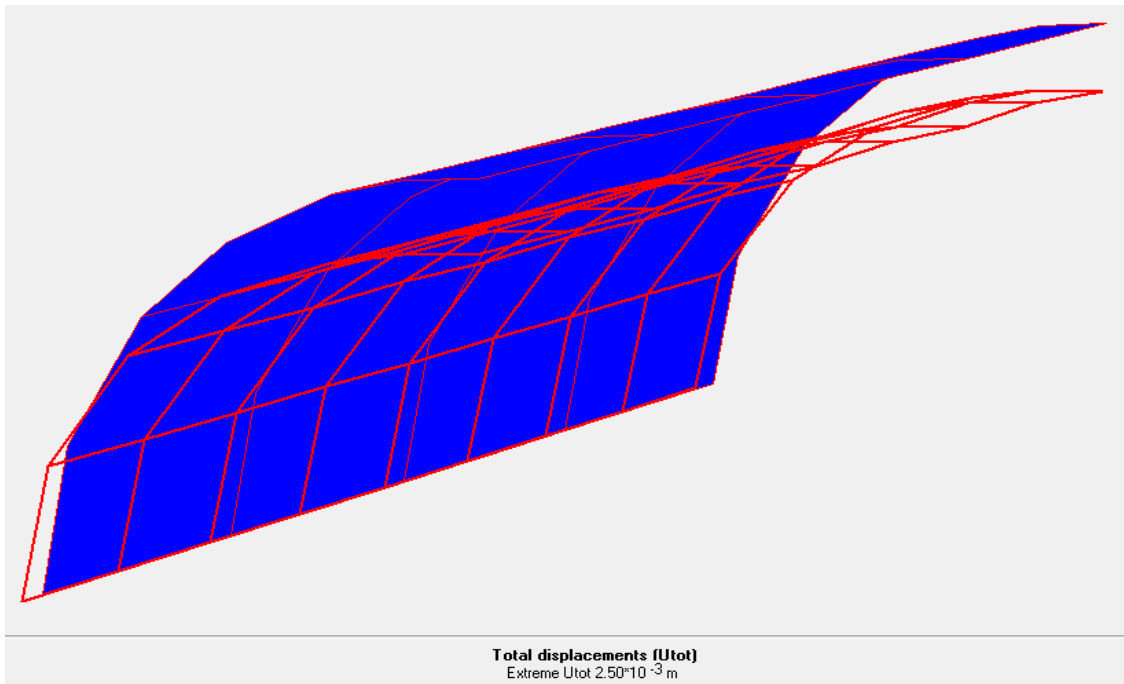


$$\sigma_{\text{tot}} = 956.59 \text{ KN/m}^2$$

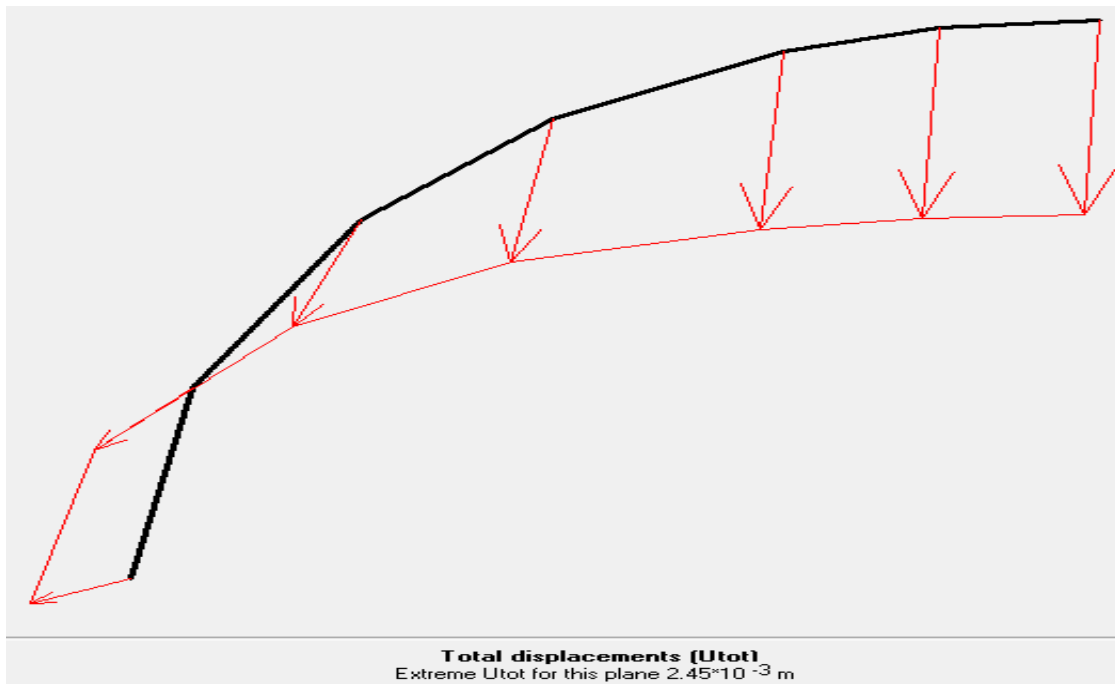
## V.6. Calculs des déformations au niveau de la voute



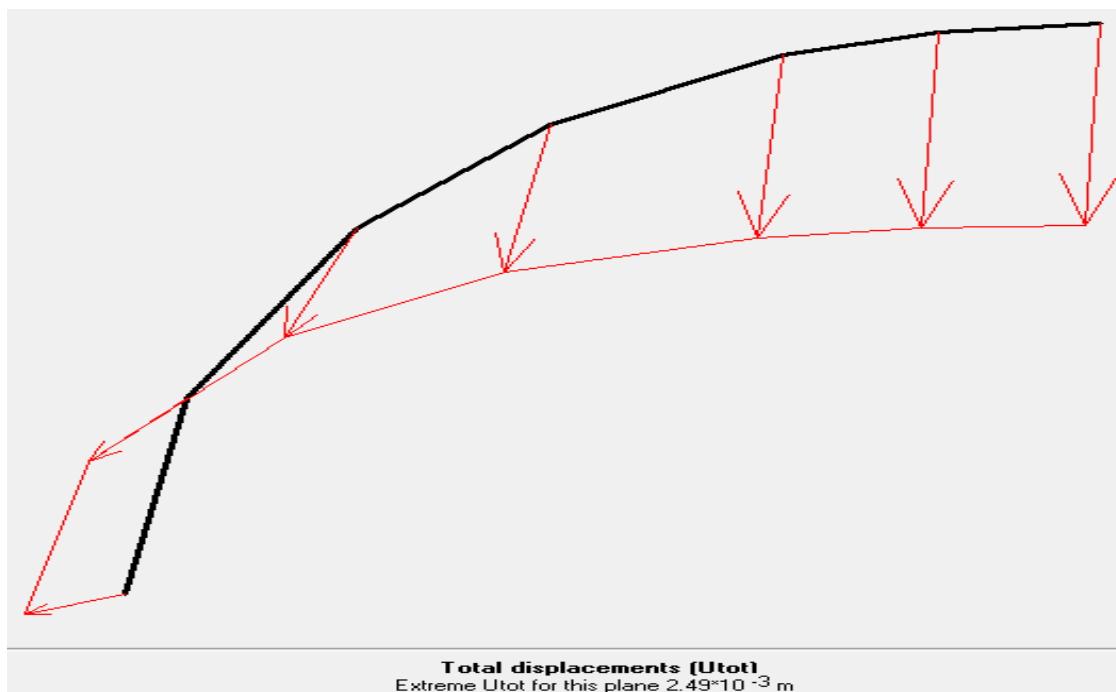
**Figure V.13 :** définition du points pour calcule les déformations au niveau de la voute[boite de dialogue Plaxis 3D Tunnel]

**V.6.1. Calcul des déplacements totaux( $U_{tot}$ ) au niveau de la route****Phase 9**

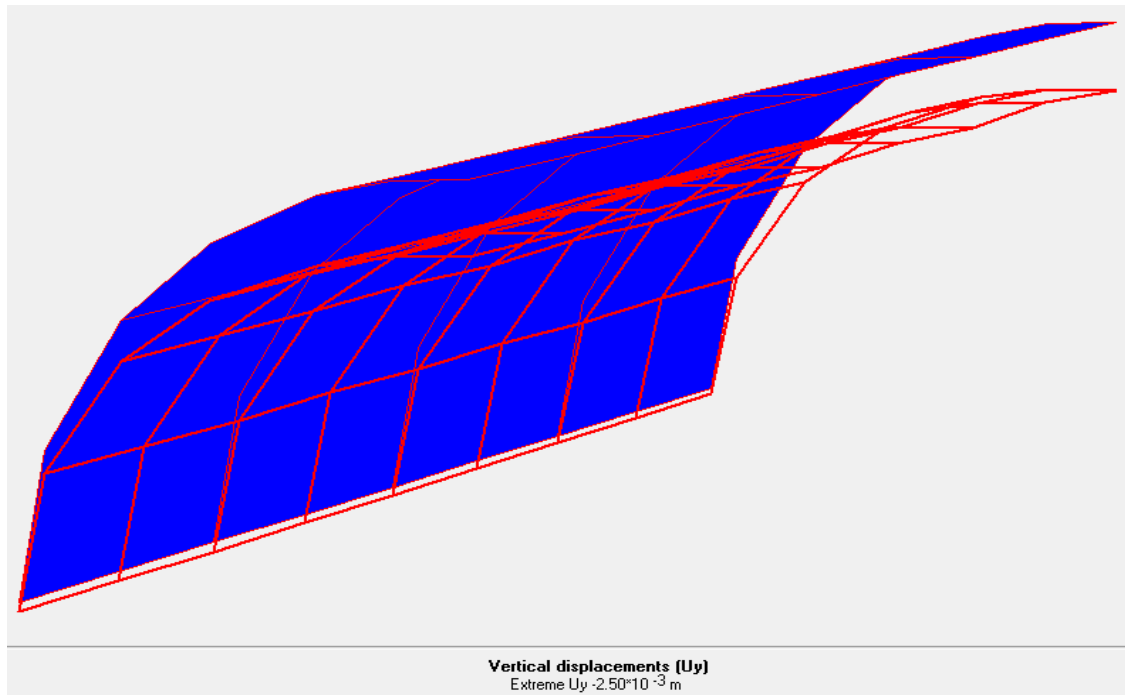
$$U_{tot} = 2.5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

**Plan a**

$$U_{tot} = 2.45 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

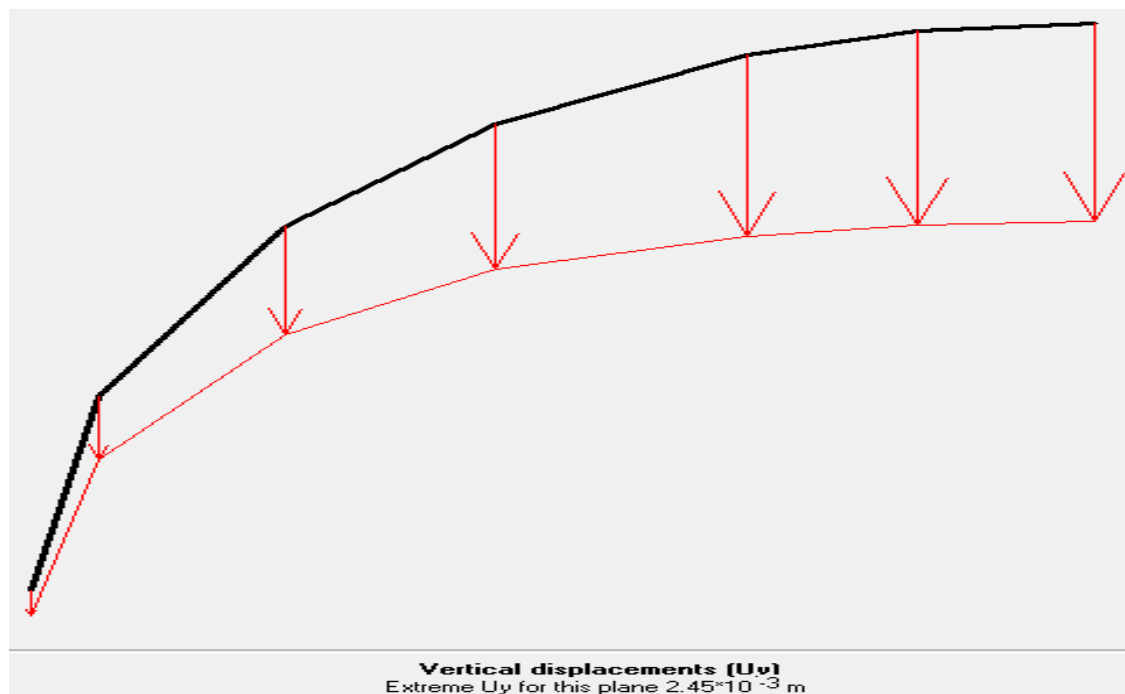
**Plan c**

$$U_{tot} = 2.49 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

**V.6.2. Calcul du déplacements verticaux ( $U_y$ ) au niveau de la voute**

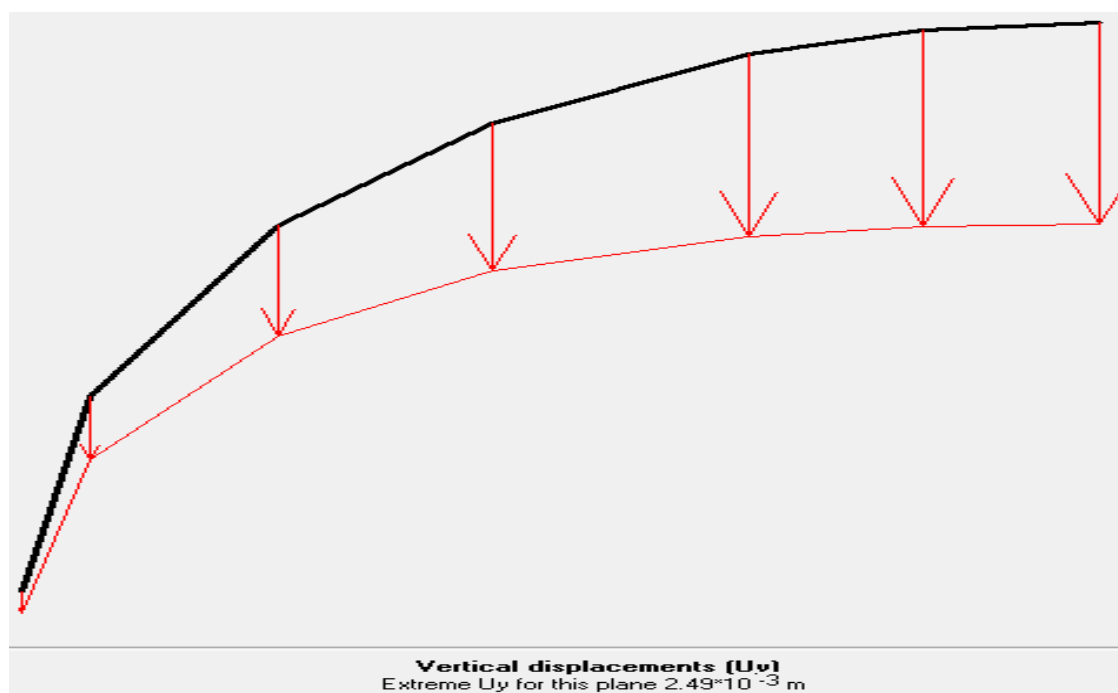
$$U_y = 2.50 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

**Plan a**

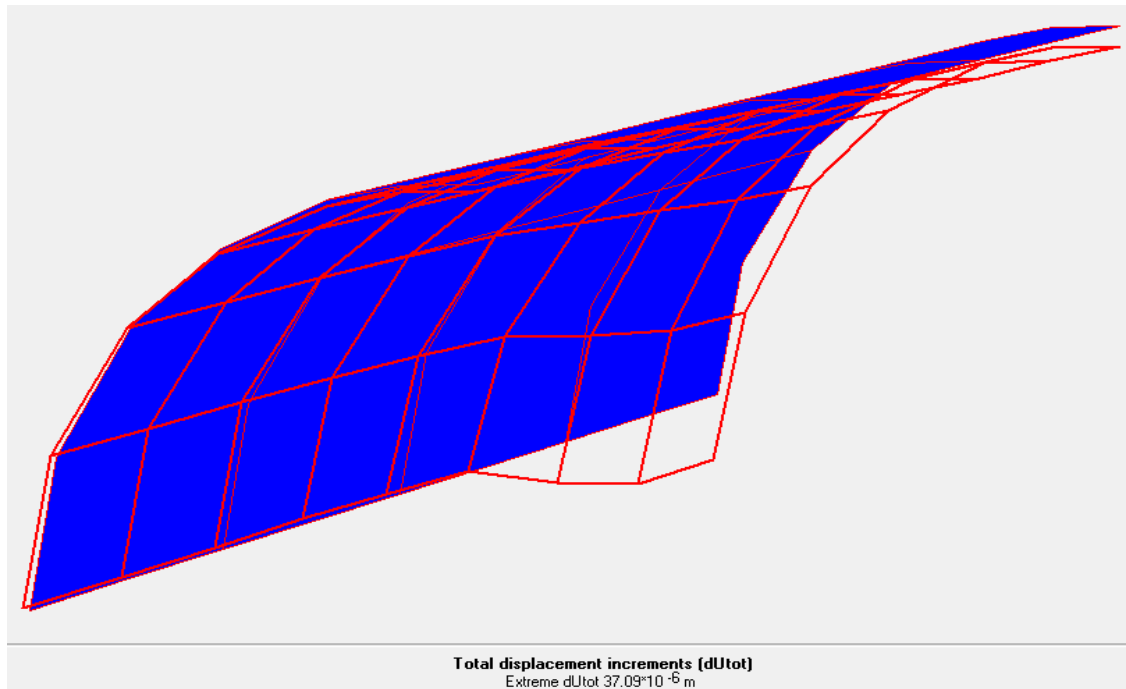


$$U_y = 2.45 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

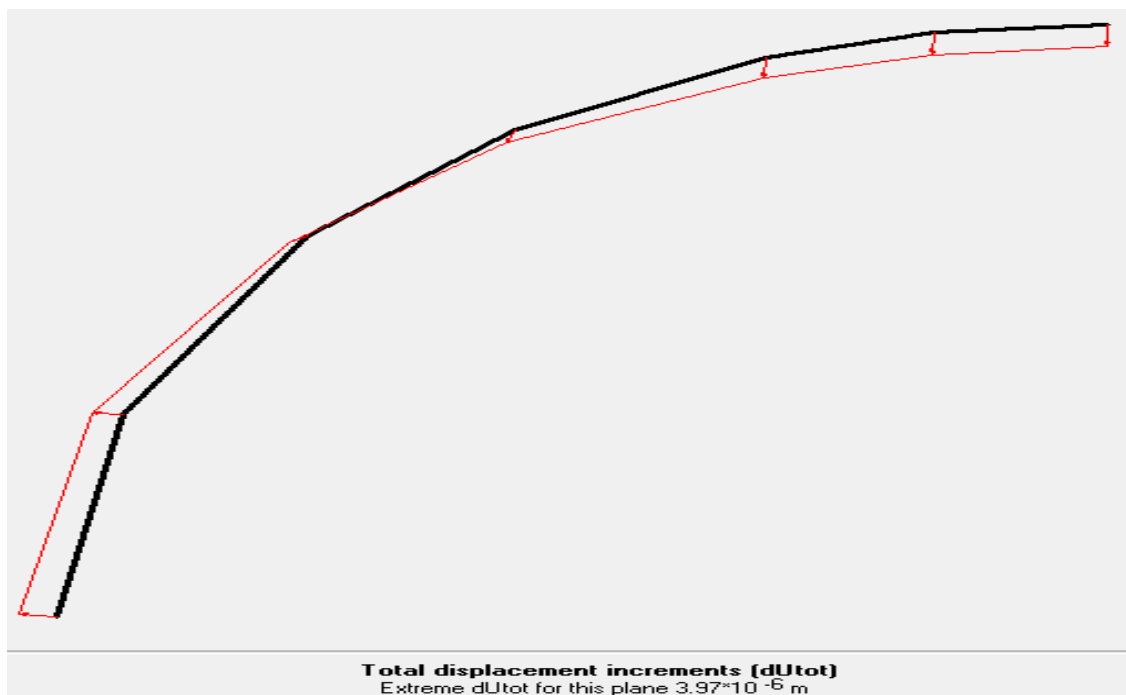
Plan c



$$U_y = 2.49 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

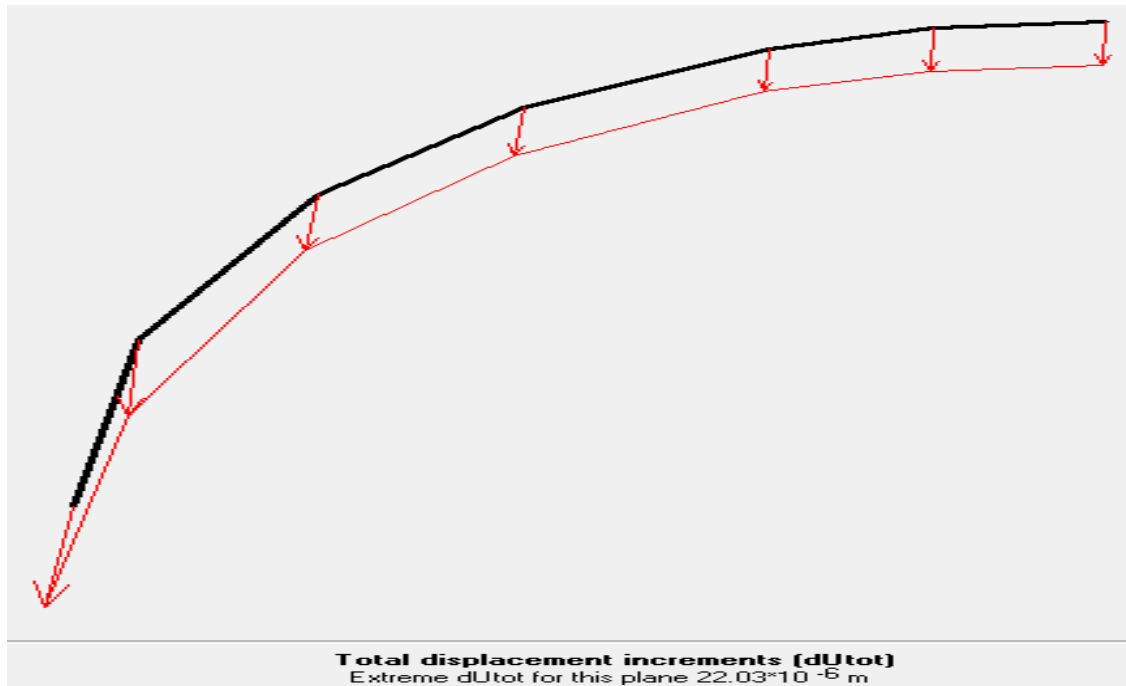
**V.6.3.Calcul des incréments totaux ( $dU_{tot}$ ) au niveau de la voute**

$$dU_{tot} = 37.09 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

**Plan a**

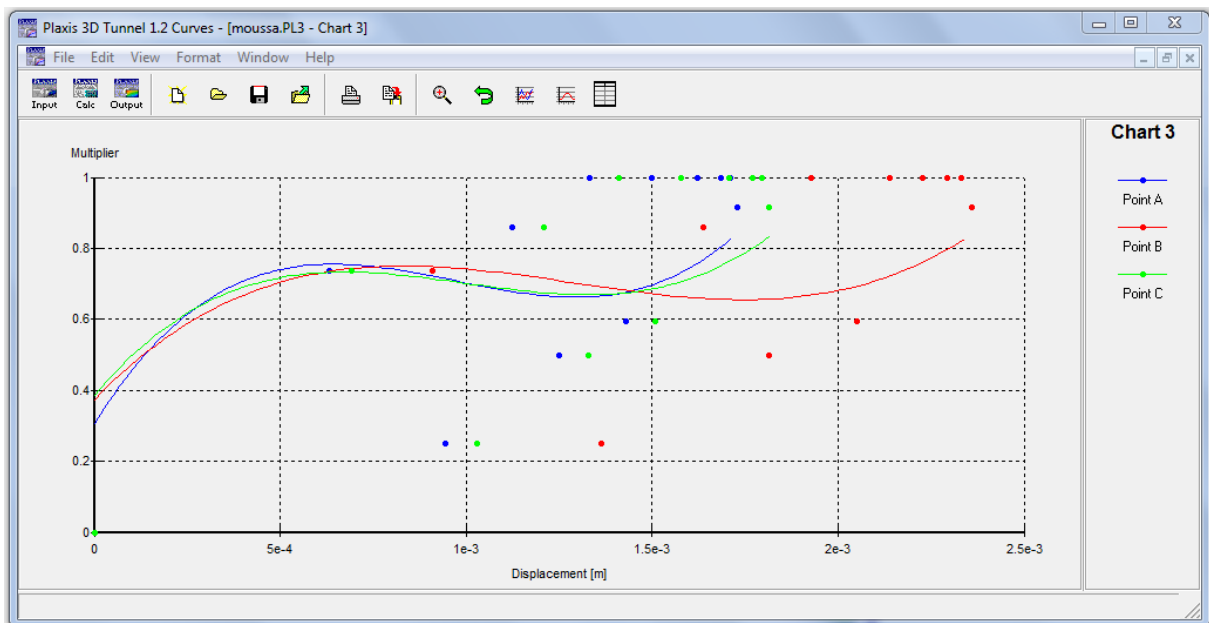
$$dU_{tot} = 3.97 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

Plan c



$$dU_{\text{tot}} = 22.03 \times 10^{-6} \text{ m}$$

**V.6.4. Calcul et comparaison du déplacement totale du points A ,B et C selon l'axe (Oy) au niveau de la voute dans la phase 9**



**Figure V.14:** Courbe de déplacement de la voute dans la phase 9 et comparaison entre les trois points A,B et C.[PLAXIS 3D Tunnel]

Selon la figure V on remarque des déplacements verticaux au niveau de la voute tendant à être nuls (entre  $2.5 \cdot 10^{-3}$  et  $2 \cdot 10^{-3}$ ) pour la courbe du point B, et (entre  $2 \cdot 10^{-3}$  et  $1.5 \cdot 10^{-3}$ ) pour les deux courbes des points A, C. Si on compare entre les trois courbes on trouve que les charges au niveaux du point B est supérieur que de celles qui située en A et C.

## V.7 Conclusion

Dans cette partie de notre travail, on a pu établir le model correspond au tunnel objet de notre étude en basant sur le programme PLAXIS 3D Tunnel. On fait un jugement sur les conditions du terrain de réalisation du tunnel, et pour faire une intervention sur le soutènement que nous avons proposé en terme de stabilisation de l'excavation du tunnel, ainsi que l'avancement des travaux du creusement.

Cette modélisation prés en considération les paramètres suivant :

- ✓ La géométrie et les dimensions du tunnel ;
- ✓ Les paramètres et les caractéristique (géologique et géotechnique) du sol ;
- ✓ Les paramètres et caractéristique (géométrique et géotechnique) du soutènement.

Cette modélisation nous a montré que l'avancement des travaux du creusement entraine une augmentation de la charge au-dessus de l'ouvrage, ceci influence de faire lever du deux valeurs : les déplacements totaux ( $U_{tot}$ ), et les contraintes maximales ( $\sigma_{tot}$ ), ces derniers ont atteint les valeurs maximum suivantes :  $U_{tot} = 3.24 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ ,  $\sigma_{tot} = 956.59 \text{ KN/m}^2$  qui sont considéré comme des résultats acceptable.

Les résultats obtenus des calculs nous ont permis de quantifier les contraintes agissant sur notre structure et les déplacements qui ont créé avec, et nous aidés à choisis la bonne condition pour la réalisation du tunnel en sécurité.

# Conclusion générale

## Conclusion générale

Les creusements d'ouvrages souterrains constitue de nos jours une des solutions les mieux adaptées pour la construction des infrastructures de transports routiers et ferroviaires. Notre pays connaît un essor assez évolué dans ce contexte d'où l'intérêt majeur que présente de telles études.

L'objectif général de notre travail est l'étude de stabilité du tunnel routier situé à Draa al Mizan (la wilaya de Tizi-Ouzou ) qui est en cours de réalisation .En effet, une étude bibliographique présente une description détaillée sur tout le massif rocheux ainsi que les méthodes d'analyse et les techniques de réalisation liée à ce type d'ouvrage.

Dans notre étude expérimentale, nous avons étudié tout les procédures qui nous ont amené à atteindre le but de notre travail :

- On a classifié notre massif suivant le system «RMR» de BIENIAWSKI , pour ce la on a déterminé tous les paramètres géo mécaniques et géotechniques .

D'après le même system, et à partir de la classification du massif, on a déterminé la méthode d'excavation (basée sur le creusement en demi section) et les types de soutènements qui semblaient adéquats, répondant aux exigences de la NATM.

En suite une modélisation numérique à été fait par un calcul en élément fini au moyen du code de calcul PLAXIS 3D Tunnel, en adoptant un modèle géométrique tridimensionnel pour permettre de décrire le comportement de l'ouvrage dans les trois directions et bien modéliser l'effet de l'avancement du creusement dans le cas des tunnel.

Enfin, les résultats obtenus par la modélisation numérique nous montreront que le tronçon model reste stable, cela nous permet de conclure que le choix fait pour la méthode de creusement NATM et le pas d'avancement et le soutènement appliqué était correct.

- [1] **ThiThanNHAN HOANG [2010]**, « Etude du comportement d'un milieu rocheux fracturé : application à la réalisation du tunnel de St Bât (France31) », Thèse de doctorat de l'Université Paris-Est. France.
- [2] **Michel CHALHOUB [22 juin 2006]**, « Apports Des Méthodes d'homogénéisations Numériques A La Classification Des Massifs Rocheux Fractures », Thèse doctorat de l'Ecole National des Mines de Paris-France.
- [3] **Jean-Louis DURVILLE et Hubert HÉRAUD [10/11/1995]**, « Description des roches et des massifs rocheux », Document C 352, Éditions Techniques de l'Ingénieur, 249, rue de Crimée 75019 Paris. France.
- [4] **M<sup>elle</sup>-S. AMRANI [Juin 2011]**, « Etude de Stabilité des Talus de la Carrière de Meftah (Blida) » Mémoire de fin d'études d'école nationale polytechnique. Alger.
- [5] **Evgueni POROKHOVOÏ [18 décembre 1995]**, « Stabilité A Long Terme Des Talus De Mines A Ciel Ouvert Dans Les Massifs De Roches Basiques Et Ultrabasiques », Thèse doctorat d'Ecole nationale des ponts et chaussées. France.
- [6] **ZHAO Jian, [2008]**, « Rock Mechanics, Mécanique des Roches, Propriétés des discontinuités. », 3eme partie, EPFL-ENAC-LMR.
- [7] **Iris KAPINGA KALALA [2013]**, « caractérisations structurale et mécanique du massif rocheux de la fosse tiriganiaq du projet meliadine à l'aide de la modélisation synthétique du massif rocheux » Mémoire présenté à la Faculté des études supérieures et postdoctorales de l'Université Laval. Canada.
- [8] **Michel Chalhoub [2010]**, « massifs rocheux Homogénéisation et classification numériques. », Edition paris Tech Les Presses.
- [9] **Barton [1973]**, « Review of a new shear strength criterion for rock joints ». Engineering Geology. Elsevier, 7 pp. 287-332.
- [10] **Hoek et Brown [1977]**, « Practical estimates of rock mass strength ». Int J Rock Mech Min Sci; 34 (8): 1165-86.
- [11] **BOUSBIA NAWEL [17/03/2016]**, « interaction entre ouvrages souterrains » Thèse de doctorat de l'université de Skikda.
- [12] **P. LUNARDI. [1997]**, Conception et exécution d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, pré-soutènement et pré-confinement (revue française de géotechnique n°80 – 3eme trimestre).

- [13] **DJENANE Mohamed**, « Modélisation numérique de l'effet de construction d'un ouvrage souterrain sur le comportement superstructure- application pour le métro d'Alger » mémoire en génie civile, Université de colonel EL HADJ LAKHDER .Batna .
- [14] **François MARTIN ; BOURIAD ; Gardel et al**, [janvier-2012], « mécanique des roche et travaux souterrains, cours et exercices corrigés », huitième édition.
- [15] **A. BOUVARD – LECOANET; [1992]**, ouvrage souterrain: « conception-réalisation-entretien », 1er et 2eme Edition, presses de l'Ecole des ponts et chaussées.
- [16] **Lousberg E. and Thimus J.F.[1985]**, Mécanique des roches, Unité de génie civil, UCL, Louvain-la-Neuve.
- [17] **HAZZAM. Mustapha ; [2007]**, « étude et calcul d'un tunnel routier », mémoire d'ingénieur d'Etat en Génie civil de l'université Abderrahmane mira de Bejaïa.
- [18] **Fathi KITCHAH, [28/06/2012]**; « étude numérique de la stabilité d'une section du tunnel 4 de l'autoroute est-ouest », mémoire magister de l'université EL Hadj Lakhdar-Batna.
- [19] **Lahmadi Azzeddine,[2006]**, « Etudes paramétrique de l'interaction entre ouvrage :tunnel-batiment-exacavion »,Mémoire de Magistère de l'université EL HADJ Lakhdar.Btna.
- [20] **Toufik KHEFFACHE [2007]**, « Modélisation du creusement d'un tunnels en milieu urbain cas de métro d'Alger »,Mémoire de Magister de l'université Abderrahmane Mira-bejaia
- [21] **Redouane CHEBBINE et Othmane KISMOUN**, « Etude d'un tronçon de tunnel sous oued El-Harrach »,Mémoire d'Ingénieure l'Ecole Nation Polytechnique,alger.
- [22] **Ihcene LAMRI [2008]**, « Etude du comportement d'un sol cohérent sous chargement monotonique et cyclique »,Mémoire Magister de l'université 20 AOÛT 1995-SKIKDA.
- [23] **BROCH & FRANKJIN, [1972]**, « Int. J. of Rock Mech. And Min. Sc», pp. 669-697.
- [24] **Jaques Fines, [1998]**, « le soutènement des galeries minière », Ecole des Mines de paris.
- [25] **BOUVARD A, HUGONIN & J. SCHNEIDER, B. [1994]** ,« SCARA-BEE, Méthode de reconnaissance des massifs rocheux-Application aux ouvrages souterrains » - Tunnel et ouvrages souterrains n°123.
- [26] **Bieniawski [1989]**. « Engineering rock mass classification. John Wiley and Sons», New York 251 p.

[27] **Rapporte Géologique et Géotechnique [11/2016]**de l'entreprise ÖZGÜN sur le tunnel Ait Yahia Moussa.

[28] **géologie de l'Algérie** .Contribution de SONATRACH division exploration.

[29] **<https://encrypted-tbn0.gstatic.com>**.

[30] **<http://planet-terre.ens-lyon.fr>**.

[31] **<https://etab.ac-caen.fr>**.

[32] **<http://www.geol-alp.com>**.

[33] **<http://www.Wikiwand.com>**.

[illegible]



Station	Type de discontinuité	Géométrie De Pendage		Continuité (m)
		Direction	Magnitude	
1	Conjointe	235	58	3-10
1	Conjointe	050	20	3-10
1	Conjointe	345	68	3-10
1	Faille	245	87	<1
1	Conjointe	250	62	<1
1	Conjointe	290	50	<1
1	Conjointe	290	67	<1
1	Faille	230	53	10-20
2	Conjointe	015	50	1-3
2	Conjointe	255	68	1-3
2	Faille	230	76	1-3
2	Conjointe	005	78	<1
2	Conjointe	005	38	1-3
2	Faille	030	69	1-3
2	Faille	030	63	1-3
3	Conjointe	065	18	3-10
3	Conjointe	070	30	3-10
3	Conjointe	355	86	1-3
3	Conjointe	220	78	3-10
3	Conjointe	010	68	1-3
3	Conjointe	355	53	3-10
3	Conjointe	300	87	1-3
3	Conjointe	280	57	<1
3	Conjointe	245	68	<1
4	Faille	265	75	3-10
4	Conjointe	345	62	1-3
4	Conjointe	40	30	3-10
4	Conjointe	130	71	1-3
5	Conjointe	005	28	1-3
5	Conjointe	330	58	3-10
5	Conjointe	270	73	<1
5	Conjointe	225	50	<1
5	Conjointe	075	88	<1
5	Conjointe	175	68	<1
5	Conjointe	040	40	<1
5	Conjointe	020	41	<1
6	Conjointe	355	43	<1
6	Conjointe	225	78	3-10
6	Conjointe	110	61	1-3
6	Conjointe	300	61	3-10
6	Conjointe	025	85	<1
6	Conjointe	125	72	<1
7	Faille	260	69	3-10
7	Faille	265	62	3-10

7	Conjointe	150	43	<1
7	Conjointe	250	57	<1
7	Conjointe	330	87	<1
7	Conjointe	335	76	<1
8	Conjointe	205	80	<1
8	Conjointe	335	78	<1
8	Conjointe	175	63	<1
8	Conjointe	250	62	<1
8	Conjointe	030	27	<1
8	Conjointe	235	73	<1
9	Faïlle	140	40	3-10
9	Schistosite	125	37	<1
9	Conjointe	255	70	<1
9	Conjointe	265	50	1-3
9	Conjointe	145	42	<1
10	Faïlle	025	87	10-20
10	Conjointe	115	56	3-10
10	Conjointe	200	58	1-3
10	Conjointe	245	62	3-10
10	Conjointe	215	42	1-3
10	Conjointe	080	25	3-10
10	Conjointe	165	70	1-10
10	Conjointe	265	82	1-10
10	Conjointe	255	53	1-10
10	Conjointe	185	83	<1
10	Conjointe	250	53	<1
10	Conjointe	205	85	<1
10	Conjointe	020	60	<1
11	Faïlle	030	85	10-20
11	Faïlle	020	67	10-20
11	Conjointe	320	75	<1
11	Conjointe	235	83	<1
11	Conjointe	005	54	<1
11	Conjointe	175	52	<1
11	Conjointe	055	71	3 -10
11	Conjointe	250	53	3-10
12	Faïlle	235	52	10-20
13	Conjointe	330	52	<1
13	Conjointe	020	40	<1
13	Schistosite	145	32	1-10
13	Schistosite	130	40	1-10

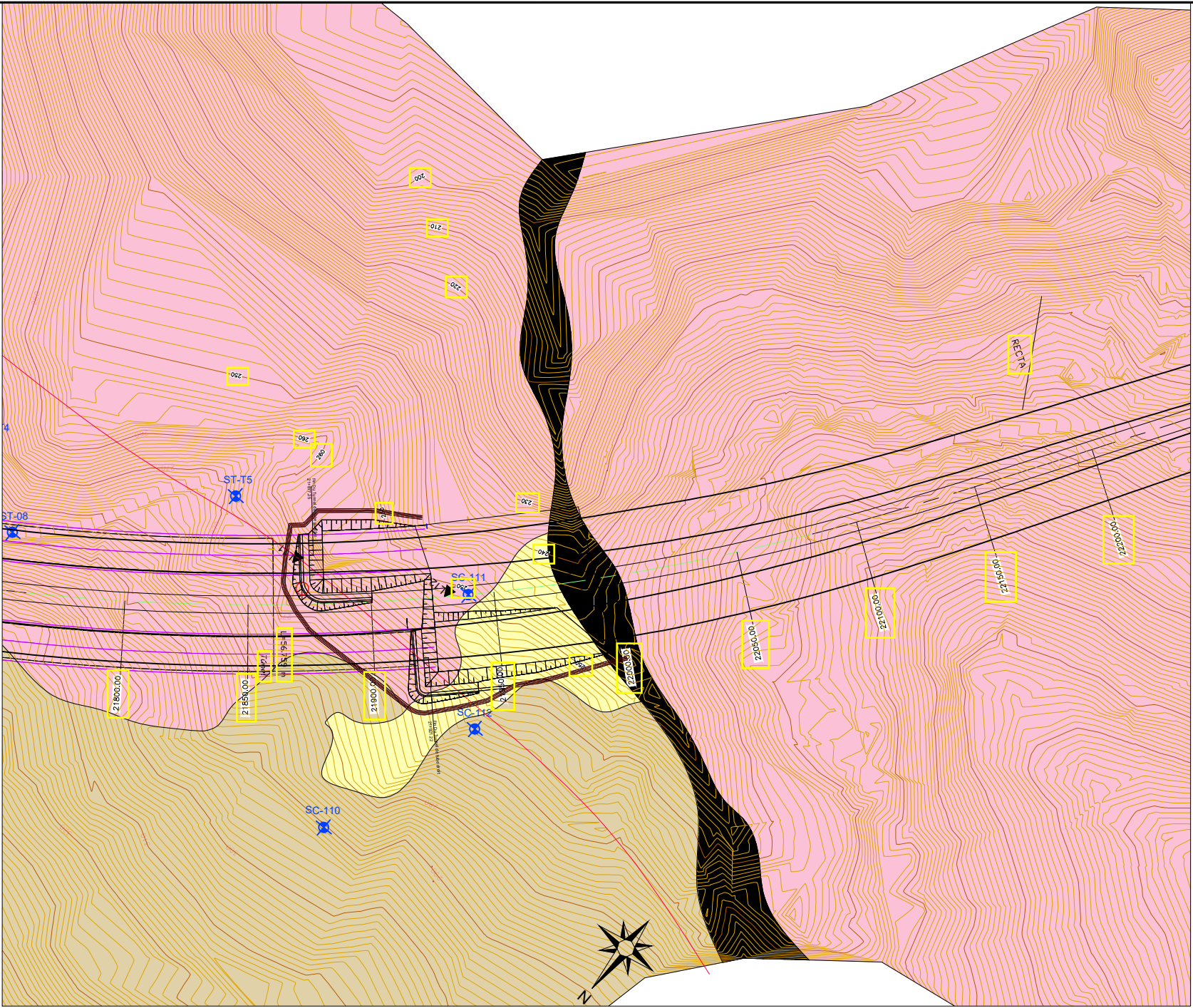
Intervalle (mm)	Ouverture (mm)	Altération de surface de discontinuité et le type de remplissage
>2000	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	1-5	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
>2000	0.1-1.0	trop altérée
200-600	0.1-1.0	faible altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
60-200	1-5	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	faible altérée
60-200	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	trop altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	1-5	moyen altérée
>2000	>5	moyen altérée
>2000	>5	trop altérée
> 2000	0.1-1.0	faible altérée
> 2000	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	faible altérée
600-2000	0.1-1.0	moyen altérée
600-2000	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
>2000	0.1-1.0	faible altérée
200-600	>5	trop altérée
600-2000	0.1-1.0	moyen altérée
600-2000	0.1-1.0	faible altérée
600-2000	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	1-5	faible altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
60-200	0.1-1.0	faible altérée
600-2000	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	faible altérée
200-600	1-5	moyen altérée
200-600	1-5	moyen altérée
600-2000	0.1-1.0	moyen altérée
60-200	1-5	faible altérée
60-200	0.1-1.0	moyen altérée
60-200	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	>5	trop altérée
200-600	>5	moyen altérée

60-200	-	faible altérée
60-200	-	moyen altérée
60-200	-	moyen altérée
60-200	-	faible altérée
60-200	1-5	moyen altérée
60-200	1-5	moyen altérée
60-200	1-5	faible altérée
60-200	1-5	moyen altérée
200-600	1-5	moyen altérée
200-600	1-5	moyen altérée
200-600	>5	moyen altérée
200-600	-	faible altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
600-2000	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	>5	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	faible altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	faible altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
>2000	1-5	moyen altérée
200-600	1-5	moyen altérée
200-600	1-5	faible altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	1-5	moyen altérée
200-600	1-5	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	moyen altérée
200-600	0.1-1.0	faible altérée
600-2000	>5	moyen altérée
600-2000	>5	trop altérée
60-200	0.1-1.0	moyen altérée
60-200	0.1-1.0	moyen altérée
60-200	0.1-1.0	moyen altérée
60-200	0.1-1.0	moyen altérée
>2000	>5	moyen altérée
>2000	>5	moyen altérée
60-200	>5	trop altérée
60-200	0.1-1.0	moyen altérée
60-200	0.1-1.0	faible altérée
>2000	0.1-1.0	moyen altérée
>2000	0.1-1.0	moyen altérée

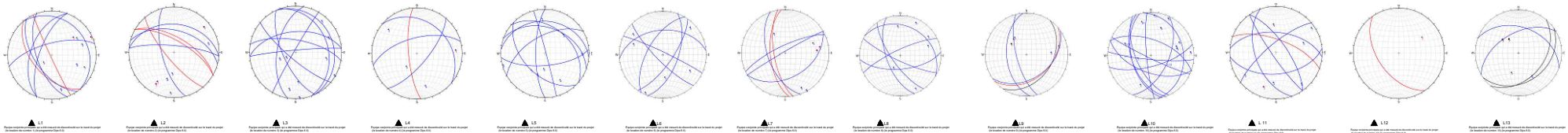
(JRC) Rugosité
faible rugueux
rugueux
faible rugueux
glissant
faible rugueux
faible rugueux
rugueux
glissant
faible rugueux
faible rugueux
glissant
faible rugueux
faible rugueux
glissant
glissant
rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
rugueux
rugueux
glissant
faible rugueux
glissant
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
rugueux
faible rugueux
glissant
glissant

rugueux
faible rugueux
rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
glissant
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
glissant
faible rugueux
faible rugueux
rugueux
faible rugueux
faible rugueux
rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
rugueux
faible rugueux
rugueux
glissant
glissant
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
faible rugueux
rugueux
glissant
faible rugueux
rugueux
faible rugueux
faible rugueux





- Phyllade
- Metagranite
- Faille
- Zone de faille
- Contact
- SC-110 Forage



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة الأشغال العمومية

Ministère des Travaux Publics

الوكالة الوطنية للمطرق السريعة

Agence Nationale des Autoroutes

ENTREPRISE RÉALISATION: GROUPEMENT ONE

ÖZGÜN İNŞAAT

TAMER ŞAHİN YETKİLİ SİRE

İMARAT

İNGOAT

BUREAU DE CONTRÔLE ET SUIVI

ITALCONSULT

Contrôle Technique des Travaux d'Art

CONTRÔLE EXTERNE (BCE)

VERSION	DATE	DESCRIPTION	RED.	VER.	APP.
REV.0	26.08.2016	POUR APPROBATION	T.D	E.A	O.S
REV.1	19.10.2016	POUR APPROBATION	T.D	E.A	O.S
REV.2	27.10.2016	POUR APPROBATION	T.D	E.A	O.S

1ère édition		ECHELLE	FORMAT	FICHER	BUREAU D'ETUDES (BET)	
PDT	PLA	TUN	TRON4.2	EXE	0057	REV.2
PROJET	PRE DE DOCUMENT	OBJ	LOCALISATION	PREMIER ETUDE	NO D'ORDRE	VERSION

Echelle Graphique	
0	25 50

PROJET D'EXECUTION

TITRE

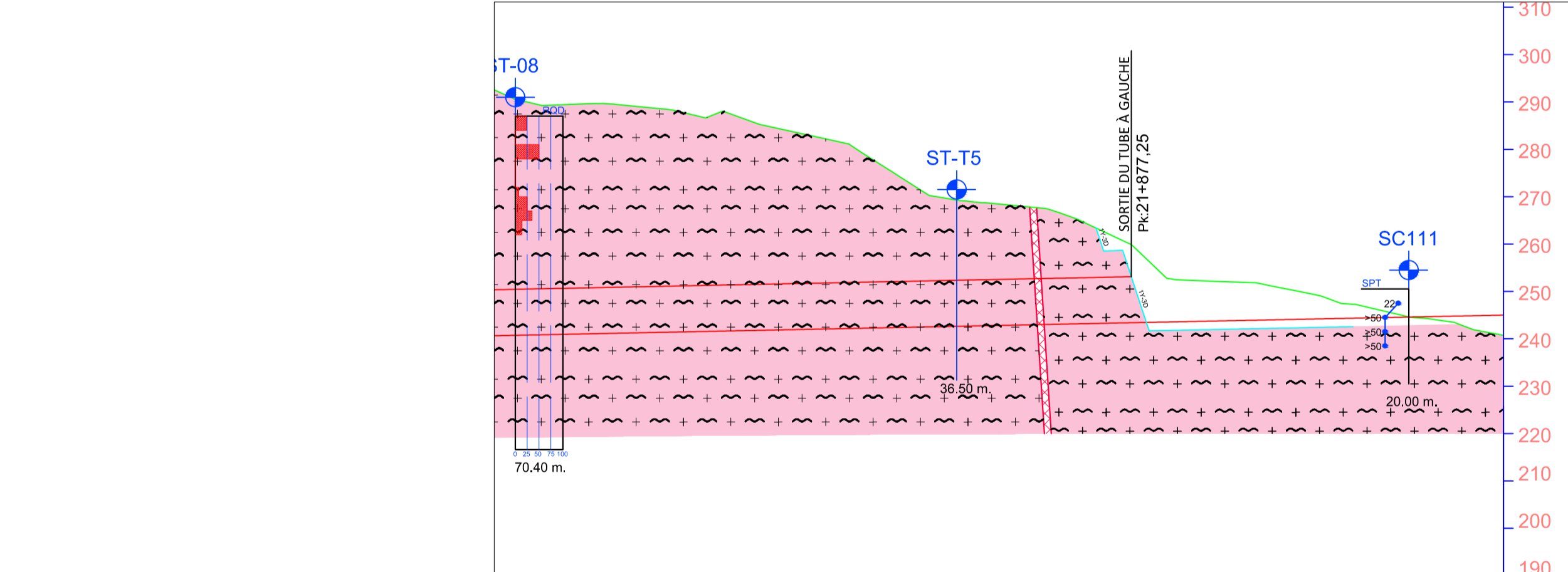
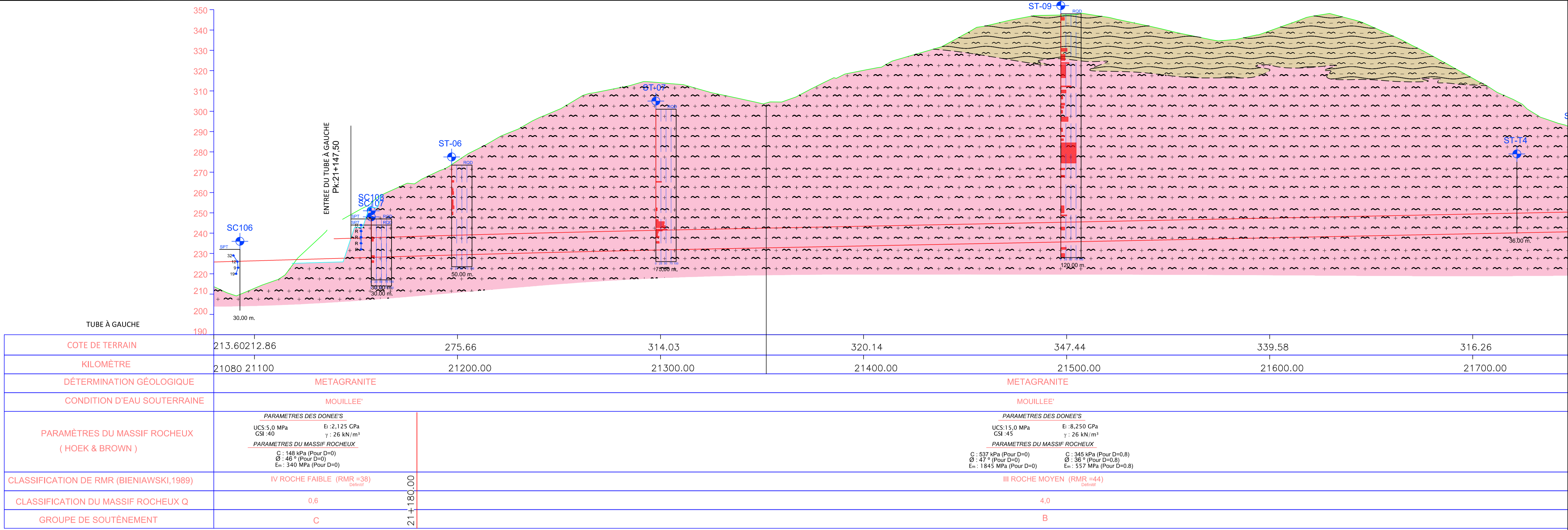
YAHYA MOUSA TUNNEL

PLAN GÉOLOGIQUE 2/2

REALISATION DE LA PENETRANTE RELIANT

TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU

DE DJEBAHIA SUR 48KM

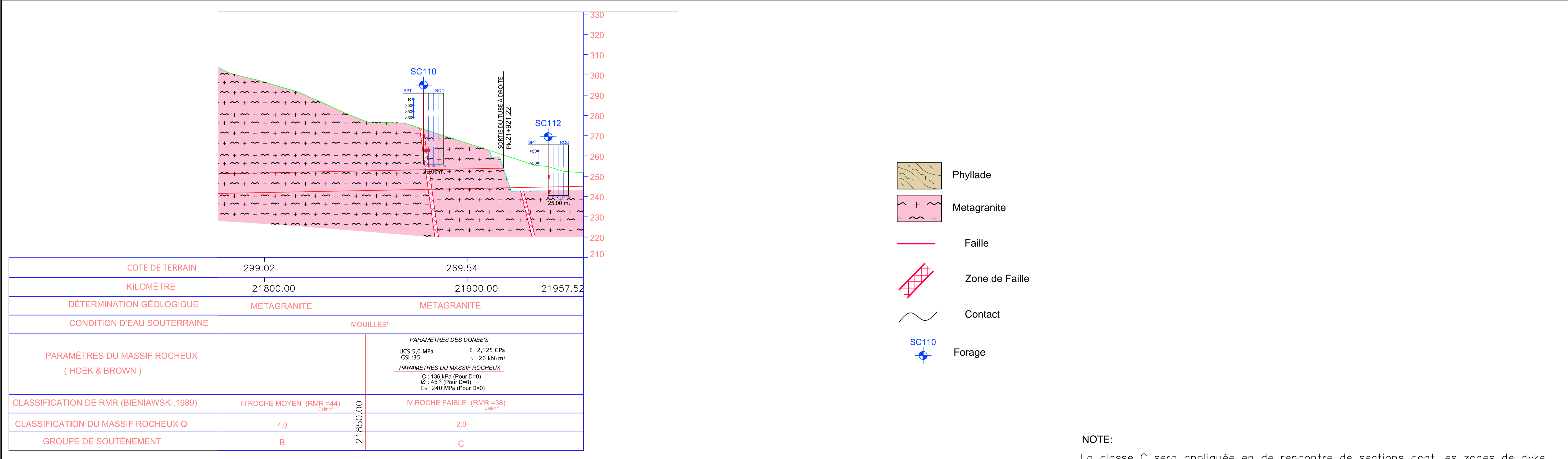
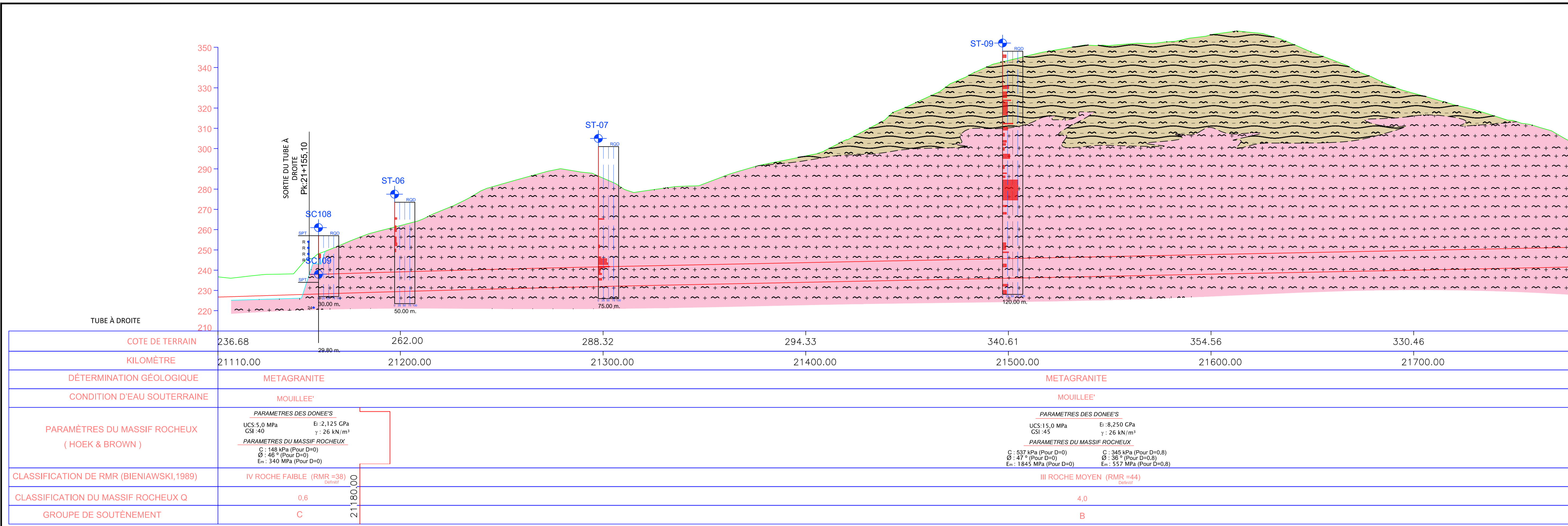


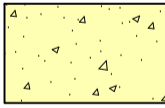
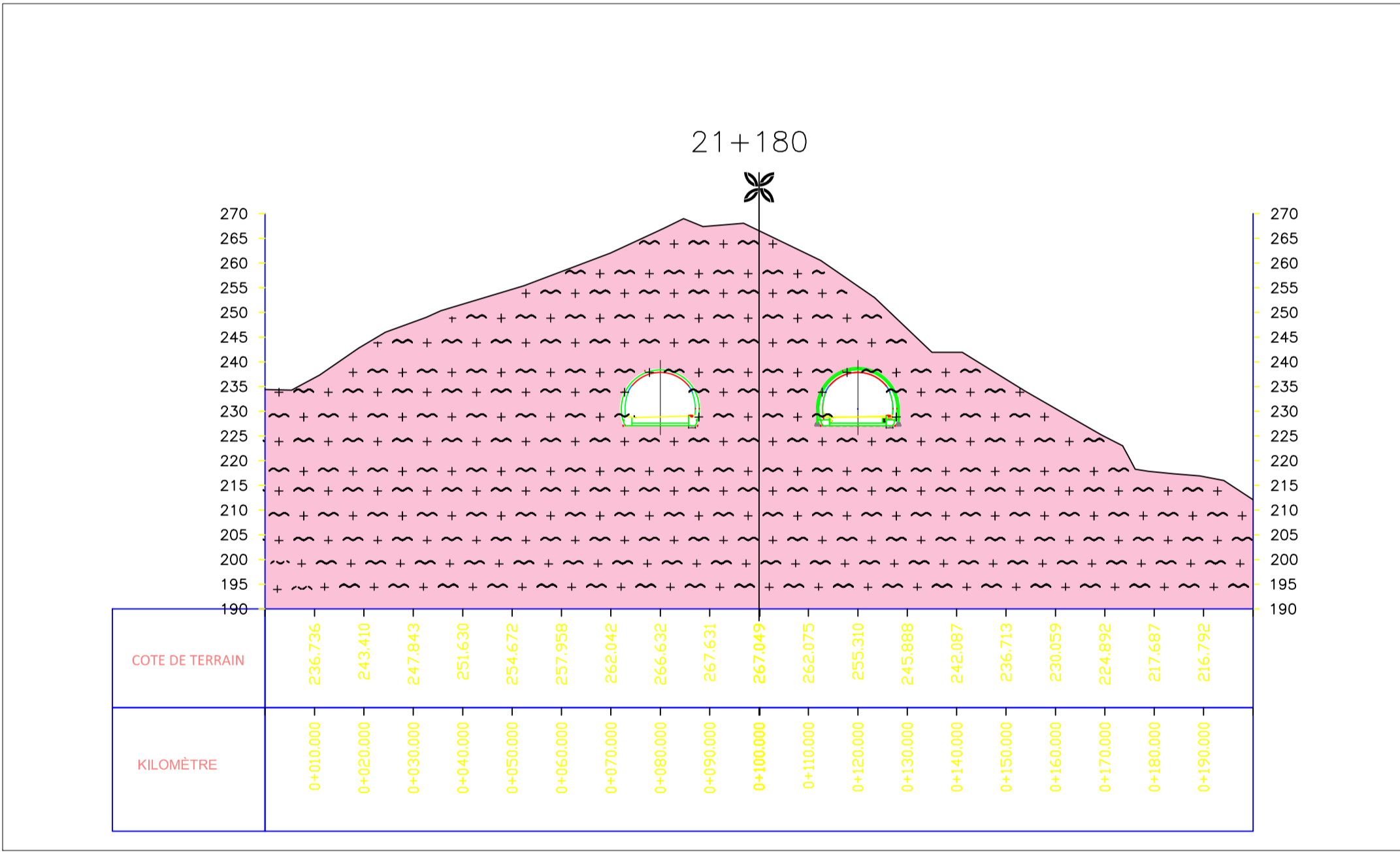
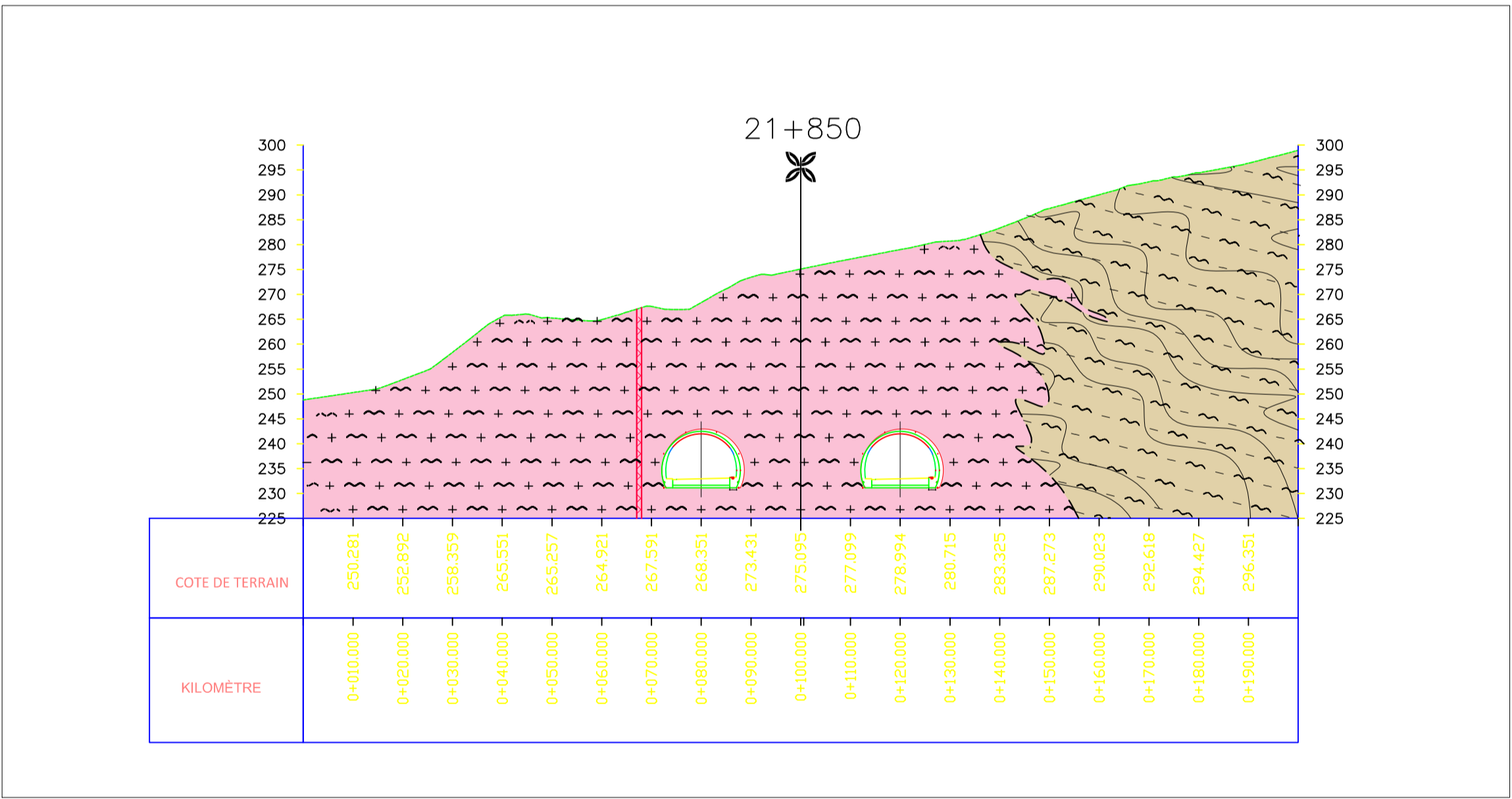
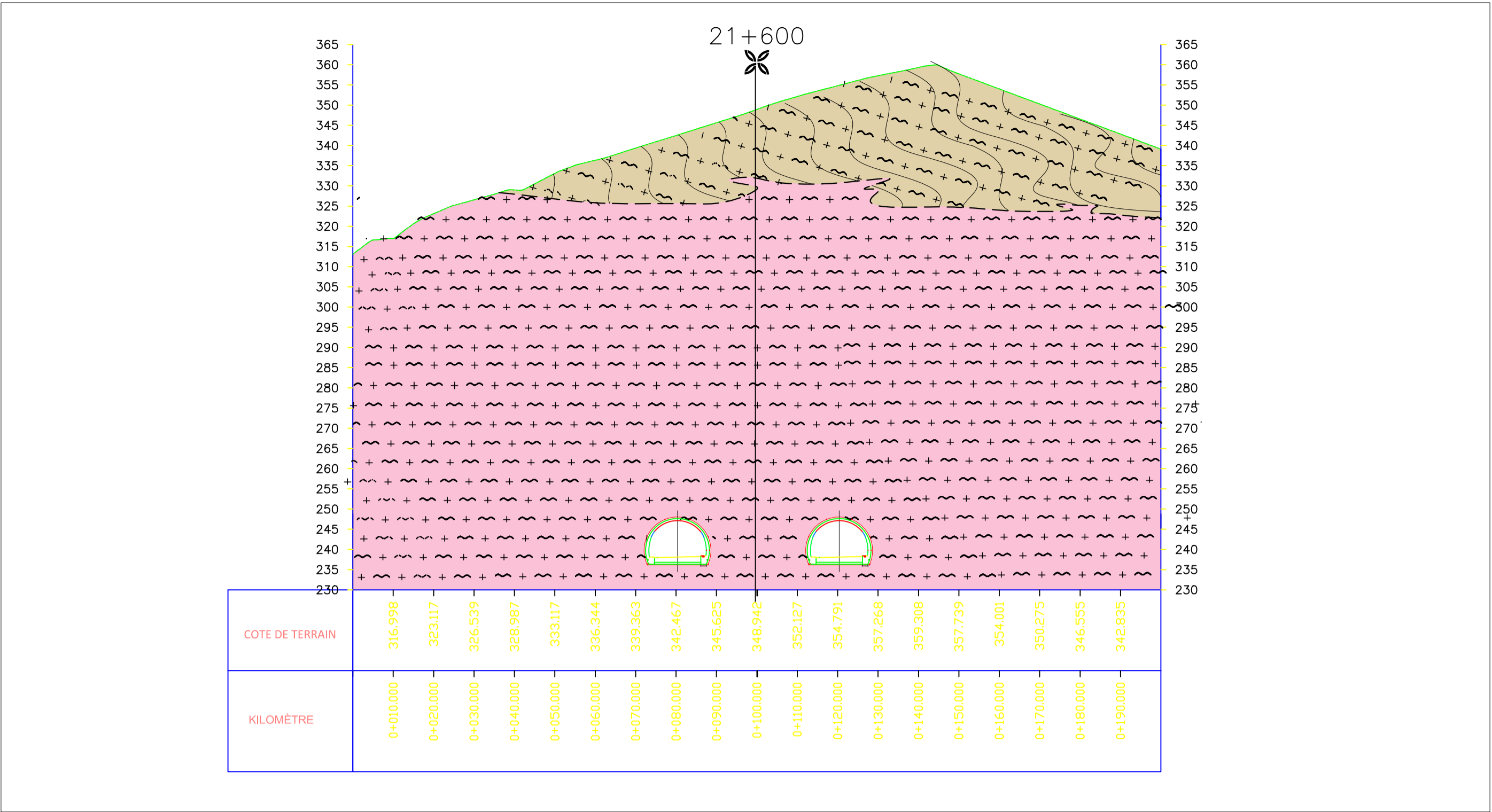
COTE DE TERRAIN	286.36	252.11	240.72
KILOMÈTRE	21800.00	21900.00	21960
DÉTERMINATION GÉOLOGIQUE	METAGRANITE	METAGRANITE	
CONDITION D'EAU SOUTERRAINE	MOUILLEE		
PARAMÈTRES DU MASSIF ROCHEUX (HOEK & BROWN)	<p>PARAMÈTRES DES DONNÉES</p> <p>UCS: 15,0 MPa E: 8,250 GPa</p> <p>GSI: 45 γ: 26 kN/m³</p> <p>PARAMÈTRES DU MASSIF ROCHEUX</p> <p>C: 537 kPa (Pour D=0) Ø: 47° (Pour D=0) Em: 1845 MPa (Pour D=0)</p> <p>C: 345 kPa (Pour D=0,8) Ø: 36° (Pour D=0,8) Em: 557 MPa (Pour D=0,8)</p>	<p>PARAMÈTRES DES DONNÉES</p> <p>UCS: 5,0 MPa E: 2,125 GPa</p> <p>GSI: 35 γ: 26 kN/m³</p> <p>PARAMÈTRES DU MASSIF ROCHEUX</p> <p>C: 136 kPa (Pour D=0) Ø: 45° (Pour D=0) Em: 240 MPa (Pour D=0)</p> <p>C: 136 kPa (Pour D=0,8) Ø: 45° (Pour D=0,8) Em: 240 MPa (Pour D=0,8)</p>	
CLASSIFICATION DE RMR (BIENIAWSKI, 1989)	III ROCHE MOYEN (RMR=44)	IV ROCHE FAIBLE (RMR=38)	
CLASSIFICATION DU MASSIF ROCHEUX Q	4,0	2,0	
GROUPE DE SOUTÈNEMENT	B	C	

- Legend:
- Phyllade
  - Metagranite
  - Faïlle
  - Zone de Faïlle
  - Contact
  - Forage

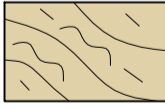
NOTE:

La classe C sera appliquée en de rencontre de sections dont les zones de dyke décomposé atteignent une largeur suffisante.

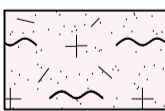




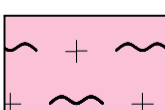
Colluvion



Phyllade



Séparation et altérée metagranite



Metagranite



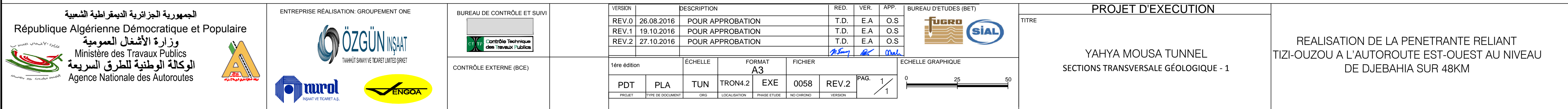
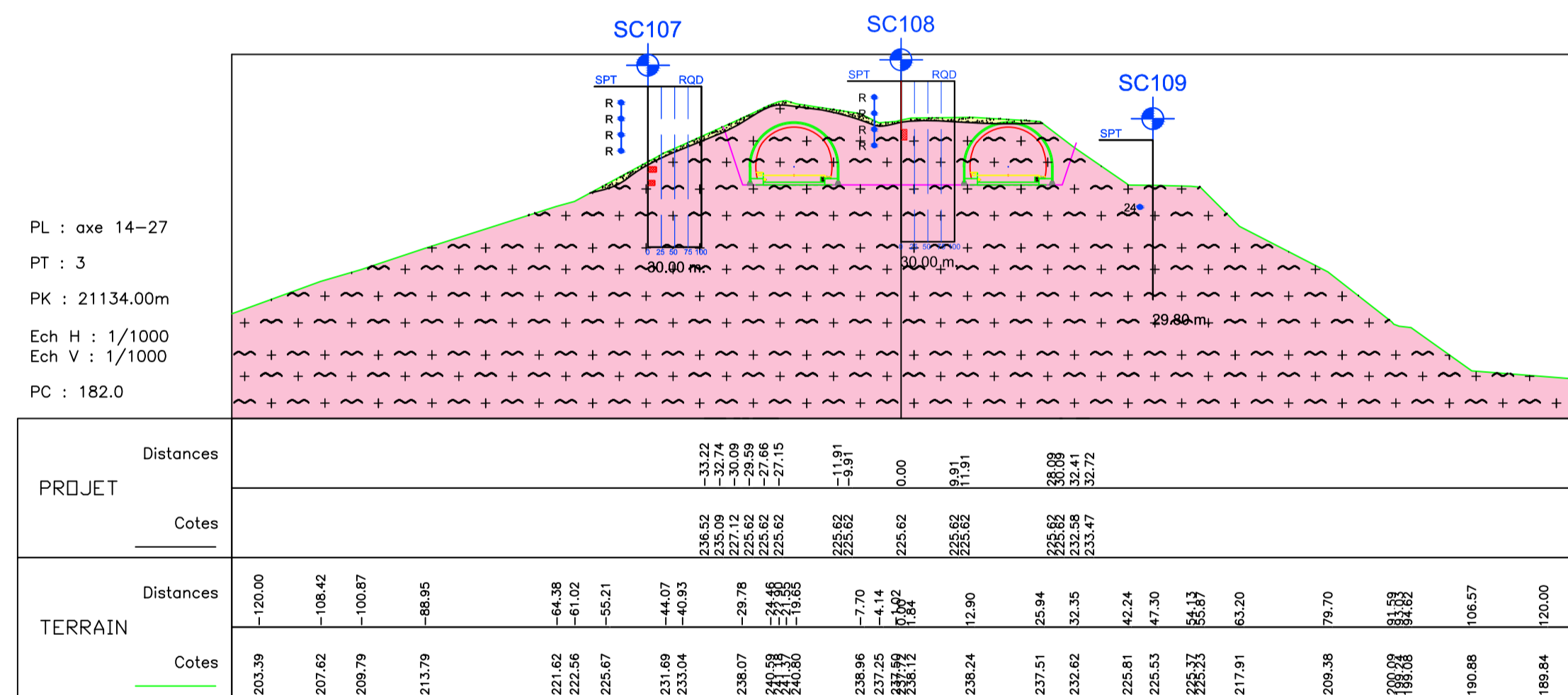
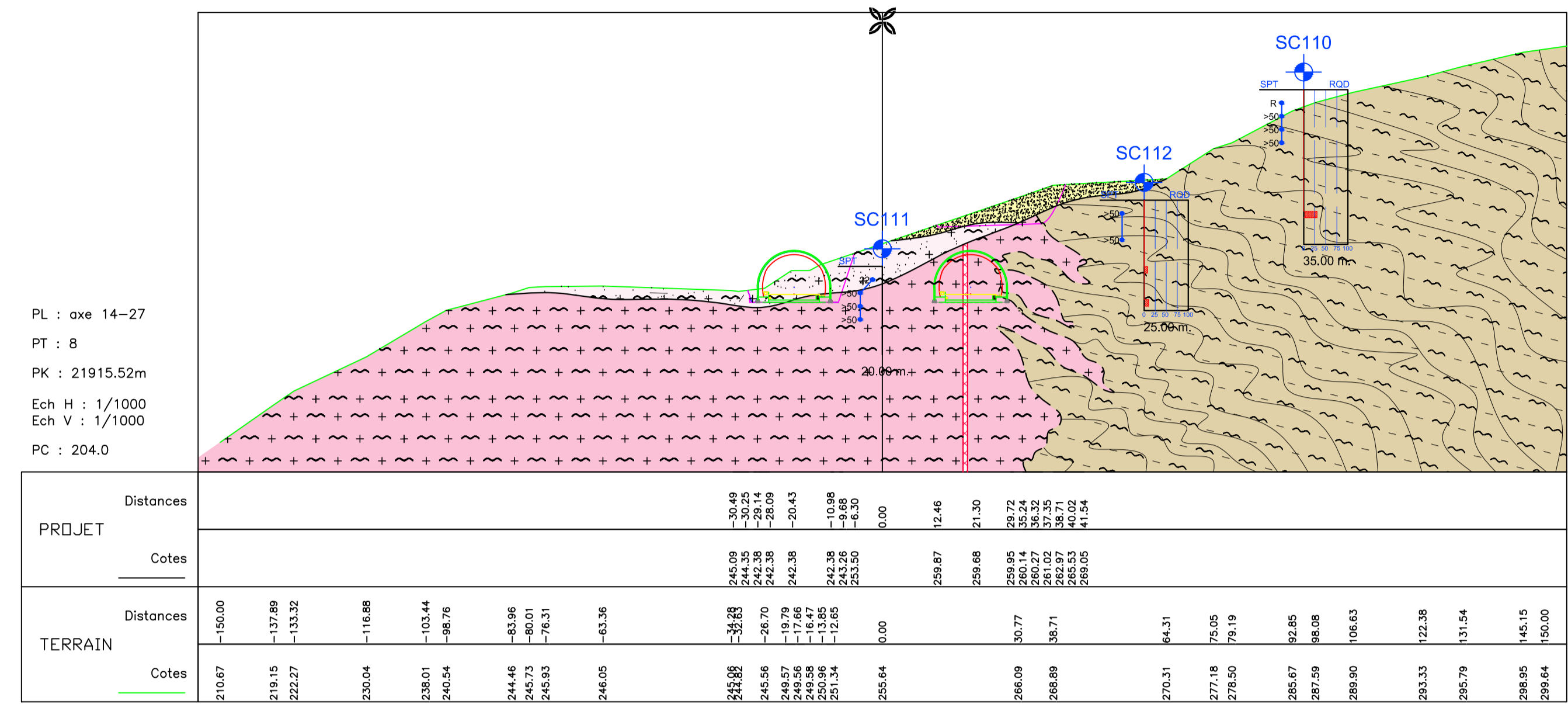
Faille



Zone de Faille



Contact



## **Résumé**

Les ouvrages souterrains a connu un essor important dans les dernières années, leur réalisation est liée à la méthode d'excavation et la réponse du massif rocheux, la connaissance de ces techniques de construction est importante pour arriver à des méthodes de dimensionnement optimales.

L'objet de notre travail est d'étude de la stabilité d'un tronçon du tunnel routier à partir d'une proposition des types des soutènements . En utilisant une modélisation numérique faite par la méthode des éléments finis qui nous permis de vérifie la faisabilité des travaux de creusement et de soutènement et visualiser le mouvement au niveau du tunnel au moyen du code de calcul PLAXIS-3D-Tunnel .

**Mots clé :** Tunnel, Sol, Stabilité, Déplacement, PLAXIS, élément finis.

## **Abstarct**

Underground woks have a vital importance in the latest years. Their realization is associated with the excavation method, and the characteristics the massive rocks. The knowledge of thes construction techniques is importantin order to attain the methods of optimal dimensiens.

The internship aims at the stady of the stability of road tunnel,proposing different types of support .Using a digital modulation made by the method of ultimate elements,wich allow us to verify the feasibility of digging work,and supervise the movement at the tunnel by means of calculation code PLAXIS 3D-Tunnel.

**Key words :**Tunnel , ground, stability, displacement, PLAXIS , ultimate element .

