REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

كلية التكنولوجية
Faculté de la Technologie
Pédagogie & Recherche

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

Mr. AMAROUCHE Maklouf.

Melle. Mekhazni Radia.

Thème

Dimensionnement de soutènement d'un tunnel par la classification géomécanique et la théorie des blocs (Cas de tunnel N°3 de Kherrata)

Soutenu le 29/06/2017 devant le jury composé de:

Président:	Mr. MAZA Mustapha	Pr.	U.A.M.B
Promoteur :	Mr. BOULKRAM Riadh	M.A.B	U.A.M.B
Examinatrice:	Mme. KICHER kahina	M.A.B	U.A.M.B
Invitée :	Mme. BOUCIF Rima	Doctorante	U.S.T.H.B

Année Universitaire: 2016-2017

Remerciements

Bien que ce mémoire porte le nom de ces auteurs, sa préparation n'a été possible qu'avec la partipation directe ou indirecte de plusieurs personnes depuis sa première définition jusqu'à sa présentation devant le jury et sa diffusion.

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 MAZA Mustapha, professeur et chef de département, pour l'honneur qu'il nous fait en acceptant de présider et de juger notre mémoire.

Un grand remerciement à madame Kicher, pour l'honneur qu'elle nous a fait en acceptant d'examiner et de juger notre travail. Sans oublier de remercier le personnel de la DTP de Bejaïa en particulier Monsieur IKLEF Nadjib qui nous a montré le chemin vers cette expérience ravissante, et mademoiselle Boucif Ryma pour son aide et ses conseils.

Nous remercions le directeur de l'entreprise Özgün İnşaat pour nous avoir fait confiance et nous avoir permis de faire ce stage, et à touteles travailleurs de l'entreprise.

Enfin, nous présentons toute notre gratitude à tous les enseignants du département de mines et géologie de l'université Abderrahmane Mira, Bejaia.

Je dédie ce modeste travail à:

A mes chères et tendres parents, ceux qui mon donné naissance, qui mon guidé dans ma vie, dans mes études, ceux qui mon donné le courage, l'espoir, l'amour ; la force, mes parents dont je suis fière de les avoir a mes cotés.

*A mes chères sœurs : **Lydia**, **Fatma** et **Sarah**.*

*A mon petit neveu chéris **Iyad**.*

A mes chères tantes et oncles.

A mes cousins et cousines.

A tous mes amis.

A toutes les personnes qui m'ont aide de loin ou de prés a réalisé ce travail.

Makhlouf

Je Dédie ce modeste travail :

A ma mère et à mon père pour leurs sacrifices, soutien, et encouragement

A ma sœur Lili et à mon frère Smail et à mon petit Zizo que j'adore

A ma chère grand-mère mama Taous

A mes chères angles (Mahrez, Fateh ,Hafit et Loucif)

A mes chères tantes (Nassima et KOka)

A mes chères cousins madjidod et wail

A la mémoire de mon cher grand-père (vava abdallah), de mon cousin Ryda et de khalti kadidja

A tous mes ami(s) et mes camarades

RADIA

SOMMAIRE

Liste des tableaux

Liste des figures

Abréviation

Symbole

Introductiongénérale.....1

CHAPITRE I : Le massif rocheux, structure et classification

Introduction 3

I.1 Description du massif rocheux..... 3

I.1.1 Le massif rocheux..... 3

I.1.2 Caractère général du massif rocheux..... 3

I.1.3 La matrice rocheuse..... 4

I.1.3.1 Les propriétés de la matrice rocheuse..... 4

I.1.4 Les types des roches 6

I.1.5 Les discontinuités 7

I.1.5.1 Types de discontinuités..... 7

I.1.5.2 Les caractéristiques des discontinuités 11

I.1.5.2.1 Caractéristiques géométriques des discontinuités 11

I.1.5.3 L'origine des discontinuités..... 16

I.1.5.4 La présentation stéréographique des discontinuités..... 17

I.2 La classification géomecaniques du massif rocheux..... 18

I.2.1 La méthode de Terzaghi 18

I.2.1.1 Principe de la méthode de Terzaghi k.1946..... 18

1.2.1.2 Limites d'utilisation 19

I.2.2 Le système du RQD (Rock Quality Designation) 20

I.2.2.1 Principe du RQD de Deere 1964 20

1.2.1.2 Limites d'utilisation du RQD 20
I.2.3 Le système du RMR (Rock mass rating) 21
I.2.3.1 Principe du RMR de Bieniawski.1989 21
I.2.3.2 classification de la roche selon Le RMR 23
I.2.3.3 Estimation des paramètres mécaniques à partir du RMR 24
I.2.3.4 Limitation d'utilisation du RMR 24
I.2.3.5 les recommandations de soutènement à partir du RMR 24
I.2.4 Le Système de Q Barton 25
I.2.4.1 Principe du Q Barton de Barton et al.1974 25
I.2.4.2 L'estimation des paramètres mécaniques de massif rocheux à partir de Q Barton 26
I.2.4.3 Les limitations d'utilisation de Q Barton 26
I.2.4.4 les recommandations de soutènement à partir du Q Barton 26
I.2.5 Système du GSI (Geological Strength Index) 28
I.2.5.1 Le principe du GSI 28
I.3 La détermination des propriétés de la roche en utilisant le logiciel Roc Lab 29
Conclusion 32

CHAPITRE II: La conception d'un tunnel

Introduction 33
II.1 Tunnel et domaine d' emploi 33
II.1.1 Définition du tunnel 33
II.1.2 Les sections du tunnel 33
II.1.3 Les domaines d'utilisation des tunnels 34
II.2. Phases de réalisation d'un tunnel 36
II .2.1 Le creusement des tunnels 36
II..2.1 Méthodes de creusement 36

II.2.1.2 Techniques de creusement 37
II.2.2 Purge et marinage 38
II.2.3 Le soutènement 39
II.2.4 Pose de l'étanchéité 39
II.2.5 pose de revêtement 39
II.3 Les types d'instabilité qui affecte un tunnel 41
II.4 Types de soutènements et revêtements 42
II.4.1 Types de soutènements et revêtements 42
II.4.2 Les types de revêtements 50
II.4.2.1 Le revêtement en béton coffré non armé , sans radier 50
II.4.2.2 Le revêtement en béton coffré armé , sans radier 50
II.4.2.3 Le revêtement en voussoirs préfabriqués 50
III.5 La classification des tunnels 50
conclusion 52

CHAPITRE III: La théorie des blocs pour l'analyse de la stabilité d'un tunnel

Introduction 53
III.1 La théorie des blocs 53
III.1.1 La théorie des blocs clés 53
III.1.2 Les caractéristiques de la théorie des blocs clés 54
III.2 Les hypothèses de la théorie des blocs 54
III.3 La modélisation d'un massif rocheux par la théorie des blocs 55
III.3.1 Outils de la théorie des blocs 56
III.4 L'application de la théorie des blocs dans le cas des tunnels 57
III.4.1 Les mouvement des blocs dans un tunnel 57
III.4.2 Les blocs qui forment autour d'un tunnel 58
III.4.3 Les types des blocs 59

III.4.4 La présentation de logiciel Unwedge 60
III.4.4.1 L'objectif du logiciel Unwedge 60
III.4.4.2 Limites d'utilisation du logiciel Unwedge 60
III.4.4.3 La théorie utilisée par le logiciel unwedge 60
III.4.4.4 Les critères de la résistance au cisaillement des joints dans Unwedge 61
III.4.4.5 Les étapes de modélisation par Unwedge 62
Conclusion 65

CHAPITRE IV: Le cadre géologique de site d'étude

Introduction 66
IV.1 La situation géographique et cadre géologique général de la région de Kherrata 66
IV.1.1 Le cadre géographique 66
IV.1.2 Le cadre géologique 67
IV.1.2.1 Le cadre géologique régionale de Kherrata 67
IV.2 Contexte seismotectonique de la région 68
IV.3 Le contexte hydrogéologique de Kherrata 69
IV.3.1 Le Bassin Versant d'Agrioun 69
IV.4 Le cadre géologique de la zone d'étude 70
Conclusion 71

CHAPITRE V: Caractérisation et classification de site d'étude

Introduction 72
V.1 Présentation du site d'étude 72
V.2 Etude structurelle de massif rocheux envisagé pour le creusement de tunnel N° 3 72
V.2.1 Levés géo structuraux 72
V.2.2 La présentation des données et des mesures 74
V.2.2.1 Données et mesures effectuées pour le premier affleurement 74

V.2.2.2 Données et mesures effectuées pour le deuxième affleurement 75

V.2.2.3 données et mesures effectuées pour le troisième affleurement 76

V.2.3 Sondages et essais de laboratoires 77

V.2.3.1 Les sondages réalisés 77

V.2.3.2 Les essais de laboratoires 78

V.3 La classification géomecaniques du massif rocheux 80

V.3.1 La valeur du RQD prise pour la classification 81

V.3.2 La valeur de la résistance à la compression prise pour la classification 81

V.3.3 Calcul du RMR 82

V.3.3.1 Le type de soutènement recommandé selon le RMR 84

V.3.4 Calcul du Q Barton 84

V.3.4.1 Calcul du SRF (Stress Reduction Factor) 84

V.3.4.2 Le type de soutènement recommandé selon Q Barton 85

V.3.5 Détermination et calcul du GSI 86

V.3.5.1 détermination de GSI in situ 86

V.3.5.2 Calcul de GSI par la corrélation 88

V.4 Calcul des caractéristiques du massif rocheux selon le logiciel ROCLAB 89

Conclusion 94

CHAPITRE VI: Etude préliminaire de la stabilité de tunnel N°3 de Kherrata

Introduction 95

VI.1. Les caractéristiques des discontinuités et de tunnel 95

VI.2 Etude statique de la stabilité de tunnel N°3 par Unwedge 97

VI.2.1 La partie centrale de tunnel relevée par le permier affleurment 97

VI.2.2 La partie centrale de tunnel relevée par le troisiéme affleurment 106

VI.3 Etude dynamique de la stabilité de tunnel N°3 par Unwedge 117

VI.3.1 Le facteur séismique 117

VI.3.2 La partie centrale de tunnel relevée par le permier affleurment 118

VI.4 étude comparative entre l'état statique et dynamique 124

Conclusion 127

Conclusion générale 129

Référence bibliographique

Annexe

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau I.1. La qualité de massif rocheux selon la valeur du RQD 20

Tableau I.2. Ajustement de l'orientation des joints selon l'effet sur l'excavation d'un tunnel 23

Tableau I.3. Qualité du massif rocheux et ces propriétés mécaniques selon le RMR 23

Tableau I.4. La comparaison entre RMR et Q Barton 28

Tableau I.5. Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI..... 29

CHAPITRE II

Tableau II.1. Principaux difficultés rencontrées dans les tunnels traversant des massifs constitués des sols indurés/roche tendre 41

CHAPITRE V

Tableau V.2. Mesures des familles des discontinuités pour le deuxième affleurement 75

Tableau V.3. Mesures des familles des discontinuités pour le troisième affleurement 76

Tableau V.4.Description du sondage carottée SC N°25 78

Tableau V.5. Description du sondage carottée SC N°26 78

Tableau V.6. Les résultats obtenus par les essais réalisés sur les carottes intacts prélevées des SC N°25, SC N°26 79

Tableau V.7. R.Q.D des différents sondages 80

Tableau V.8. Les valeurs de La résistance à la compression des échantillons intactes de faciès marno calcaire 81

Tableau V.9. Les valeurs de La résistance à la compression de sondage des échantillons intactes de faciès marno calcaire SCN°26..... 81

Tableau V.10. La classification de RMR pour le premier affleurement..... 82

Tableau V.11. La classification de RMR pour le deuxième affleurement..... 82

Tableau V.12. La classification de RMR pour le troisième affleurement..... 83

Tableau V.13. Le type de soutènement recommandé selon la valeur de soutènement 84

Tableau V.14. Calcul de Q Barton..... 85

Tableau V.15. Les critères de Hoek –Brown et Mohr coulomb 90

Tableau V.16. Les critères de Hoek –Brown et Mohr coulomb 91

Tableau V.17. Les critères de Hoek –Brown et Mohr coulomb 93

CHAPITRE VI

Tableau VI.1. Les informations sur les blocs formés par les familles de discontinuités J1, J2, J3 obtenues par Unwedge..... 98

Tableau VI.2. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuitésJ1, J2, J4 obtenues par Unwedge 100

Tableau VI.3. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J2,J3, J4obtenues par Unwedge..... 101

Tableau VI.4. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J1, J3,J4 obtenues par Unwedge 102

Tableau VI.5. Les caractéristiques de béton projeté utilisé pour la stabilisation des blocs instables..... 103

Tableau VI.6. Tableau récapitulatif de l'influence des boulons et de béton projeté sur la valeur de facteur de sécurité dans un état statique cas de premier affleurement..... 105

Tableau VI.7. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J1', J2', J3'obtenues par Unwedge 106

Tableau VI.8. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J1', J2', J4'obtenues par Unwedge 107

Tableau VI.9. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J2', J3', J4' obtenues par Unwedge 109

Tableau VI.10. Les informations des blocs formés par les discontinuitésJ1', J3', J4' obtenues par Unwedge 108

Tableau VI.11. Tableau récapitulatif de l'influence des boulons et de béton projeté sur la valeur de facteur de sécurité..... 113

Tableau VI.12. Les blocs clés critique formé par les combinaisons entre les joints relevés dans le premier affleurement 114

Tableau VI.13. Les blocs clés critique formé par les combinaisons entre les joints relevés dans le troisième affleurement 114

Tableau VI.14. L'influence de la stabilisation de bloc clé critique par des boulons sur le FS des blocs critiques des autres combinaisons 115

Tableau VI.15. L'influence de la stabilisation de bloc clé critique par des boulons sur le FS des blocs critiques des autres combinaisons 115

Tableau VI.16. L'influence de la stabilisation de bloc clé critique par des boulons et de béton projeté sur le FS des blocs critiques des autres combinaisons 117

Tableau VI.17. L'influence de la stabilisation de bloc clé critique par des boulons sur le FS des autres blocs critiques des autres combinaisons 117

Tableau VI.18. Les informations sur les blocs formés par les familles de discontinuités J1, J2, J3 obtenues par Unwedge 118

Tableau VI.19. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J1, J2, J4 obtenues par Unwedge..... 119

Tableau VI.20. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J2, J3, J4 obtenues par Unwedge..... 119

Tableau VI.21. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J1, J3, J4 obtenues par Unwedge..... 120

Tableau VI.22. Tableau récapitulatif de l'influence des boulons et de béton projeté sur la valeur de facteur de sécurité de massif de premier affleurement dans le cas dynamique..... 122

Tableau VI.23. Tableau récapitulatif de l'influence des boulons et de béton projeté sur la valeur de facteur de sécurité de massif de troisième affleurement dans le cas dynamique ... 122

Tableau VI.24. Les blocs clés critique formé par les combinaisons entre les joints relevés dans le premier affleurement 123

Tableau VI.25. Les blocs clés critique formé par les combinaisons entre les joints relevés dans le troisième affleurement 123

Tableau VI.26. Tableau récapitulatif de l'influence des boulons sur la valeur de facteur de sécurité 124

Tableau VI.27. Tableau récapitulatif de l'influence des boulons et de béton projeté sur la valeur de facteur de sécurité 125

Tableau VI.28. Les blocs clés critique formé par les combinaisons entre les joints relevés dans le premier affleurement 125

Tableau VI.29. Tableau récapitulatif de l'influence des boulons sur la valeur facteur de sécurité 126

Tableau VI.30. Tableau récapitulatif de l'influence des boulons sur la valeur de facteur de sécurité (état statique, état dynamique) 127

Tableau VI.31. Les blocs clés critique formé par les combinaisons entre les joints relevés dans le troisième affleurement 127

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I.1. Massif rocheux 3

Figure I.2. a) Les plans de stratification b) Diaclase..... 8

Figure I.3. Les failles 8

Figure I.4. Faille normale et faille inverse 9

Figure I.5. Le décrochement et de chevauchement 9

Figure I.6. Le crochon de faille..... 10

Figure I.7. Bande de cisaillement 10

Figure I.8. Les éléments qui définissent l'orientation 11

Figure I.9. L'orientation des discontinuités 12

Figure I.10. La mesure de l'espacement par un scanline 12

Figure I.11. Les types d'espacement..... 13

Figure I.12. Profils pour la détermination du coefficient de la rugosité du Joint(JRC) 14

Figure I.13 La valeur de JMC en fonction de contact entre les épontes des discontinuités ... 15

Figure I.14. L'ouverture et le remplissage des discontinuités 16

Figure I.15. Les projection de Wulff et Lambert 18

Figure I.16. Zone décomprimée au-dessus d'une cavité 19

Figure I.17. Schéma de principe de calcul de RQD 20

Figure I.18. Abaque de choix de type de soutènement selon le diamètre de Q Barton et le diamètre équivalent 27

Figure I.19. Estimation de la valeur de GSI in situ 29

Figure I.20. Le calcul de σ'_{3max} pour les tunnels par combinaison de deux critères Hoek - Brown et de Mohr-coulomb 32

CHAPITRE II

Figure. II 1. Tunnel à section circulaire 33

Figure II.2. Tunnel à section fer à cheval 34

Figure II.3. Tunnel à section elliptique 34

Figure II.4. Les types des tunnels 35

Figure II.5. Machines à attaque ponctuelle 36

Figure II.6. Machines à attaque globale..... 37

Figure II.7. Les procédés de creusement de tunnel 38

Figure II.8. Purge et marinage de tunnel 4 de Kherrata 38

Figure II.9. Pose d'étanchéité par le géotextile et la géo membrane 39

Figure II.10. Le cycle de la construction d'un tunnel 40

Figure II.11. Voute parapluie 43

Figure. II.12. Pré voûte par pré découpage mécanique 43

Figure II.13. Renforcement du front de taille par des boulons en fibre de verre 44

Figure II.14. Les boulons à ancrage ponctuel et réparti 45

Figure II.15. Les boulons à friction 46

Figure II.16. Application de la méthode NATM 47

Figure II.17. Les cintres légers de tunnel 4 de Kherrata 48

Figure II.18. Les cintres lourds de tunnel 4 de Kherrata 49

CHAPITRE III

Figure III.1. Les blocs clés formé dans différentes excavations 53

Figure III.2. L'Amovibilité d'un bloc 54

Figure III.3.Illustration des règles d'amovibilité et définitions de la pyramide d'excavation (PE) et des pyramides de joints (PJ)..... 57

Figure III.4. Types de mouvement des blocs dans un tunnel 58

Figure III.5. La description des blocs 59

Figure III.6. Types des blocs qui entourent une excavation souterraine 59

Figure III.7. Saisir les paramètres généraux 63

Figure III.8.Définir les propriétés des joints..... 63

Figure III.9.Définir les orientations des joints..... 64

Figure III.10. Les paramètres de détermination de l'échelle des blocs 64

CHAPITRE IV

Figure IV.1. Carte de situation géographique de Kherrata 66

Figure IV.2. Le contexte géologique de Kherrata..... 67

Figure IV.3. Carte de zonage séismique de l'Algérie 69

Figure IV.4. Les diffèrent faciès de la partie d'étude..... 71

CHAPITRE V

Figure V.1. L'emplacement de tunnel N°3 (Google Earth.2017) 72

Figure V.2. Les scanlines des trois affleurements 73

Figure V.3. L'emplacement des affleurements de la partie centrale du massif de tunnel N°3 (Google Earth.2017)..... 73

Figure V.4. Présentation stéréographique du premier affleurement 74

Figure V.5. Présentation stéréographique du deuxième affleurement 76

Figure V.6. Présentation stéréographique de troisième affleurement 77

Figure V.7. Implantation du point de sondage carotté SC N°25..... 77

Figure V.8. Implantation du point de sondage carotté SC N°26 78

Figure V.9. GSI mesuré sur terrain du premier affleurement..... 86

Figure V.10. GSI mesuré sur terrain du deuxième affleurement 87

Figure V.11. GSI mesuré sur terrain du troisième affleurement..... 88

Figure V.12. Le résultat obtenu par le logiciel ROCLAB pour une couche de recouvrement de 30 m..... 89

Figure V.13. Le résultat obtenu par le logiciel ROCLAB pour une couche de recouvrement de 30 m 91

Figure V.14. Le résultat obtenu par le logiciel ROCLAB pour une couche de recouvrement de 30 m 92

Chapitre VI

Figure VI.1. Section de tunnel 95

Figure VI.2. Input Data général état statique 96

Figure VI.3. L'orientation des joints 96

Figure VI.4. Les propriétés des joints rugueux 97

Figure VI.5. Les traces des joints et le pas d'avancement 97

Figure VI.6. Les blocs formés par la combinaison J1, J2, J3 dans la partie centrale..... 98

Figure VI.7. Les blocs formés par la combinaison J1, J2, J4 dans la partie centrale..... 99

Figure VI.8. Les blocs formés par la combinaison J2,J3, J4 dans la partie centrale 101

Figure VI.9. Les blocs formés par la combinaison J1, J3,J4 dans la partie centrale 102

Figure VI.10. Le soutènement des blocs [6] et [8] 104

Figure VI.11. Le soutènement des blocs [5] par des boulons d'ancrage (combinaison J1, J2, J4)..... 104

Figure VI.12. Le soutènement des blocs [4] et [7] par des boulons d'ancrage (combinaison J2, J3, J4)..... 105

Figure VI.13. Les blocs formés par la combinaisonJ1', J2', J3' dans la partie centrale 106

Figure VI.14. Les blocs formés par la combinaisonJ1', J2', J4' dans la partie centrale 107

Figure VI.15. Les blocs formés par la combinaisonJ2', J3', J4' dans la partie centrale..... 108

Figure VI.16. Les blocs formés par la combinaisonJ1', J3', J4' dans la partie centrale 110

Figure VI.17. Le soutènement des blocs [7] et [6] (combinaison J1', J2', J4')..... 111

Figure VI.18. Le soutènement des blocs [7], [4] et [8] (combinaison J2', J3', J4') 112

Figure VI.19. Le soutènement des blocs [8] (combinaison J1', J3', J4') 112

Figure V.20. Input Data général état dynamique 118

Abréviations

NF : Norme Française

JRC : Joint Roughness coefficient

JMC: Joint Maching Coefficient

JCS: Join Compressive Strength

RPOA: Réglementations parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art

NATM : New Austrian Tunneling Method

NGI : Norvegian Geotechnique Institute

SRF : Stress Reduction Factor

D_e : dimension équivalente

ESR : Excavation support Ration

RQD : Rock Quality Designation

RMR: Rock Mass Rating

GSI: Geological Strength Index

CFMR: Comité Française de Mécanique des Roches

CSIR: South African Council of scientific and industrial research

UTM: Universal Transverse Mercator

E1: espacement (in plane) (m)

E2: espacement (in plane) (m)

B:boulons

Sfr: fibre reinforced sprayed concrete

E: energy absorbtion in fibre reinforced sprayed concrete

PE: Pyramide d'excavation

PJ: Pyramide de joint

F_S : supported factor of safety

F_f : failing factor of safety

F_u : unsupported factor of safety

NNE: Nord Nord Est

CSA: Canada Standards Association

NE : Nord Est

SW : Sud West

Sigles

P : Masse volumique	[Kg/m^3]
m : La masse	[kg]
V : Le volume	[m^3]
P_d : Masse volumique sèche	[Kg/m^3]
m_s : Masse sèche des grains	[kg]
m_d : Masse sèche	[kg]
P_s : Masse volumique sèche des grains	[Kg/m^3]
γ : Poids volumique	[N/m^3]
γ_d : Poids volumique sec	[N/m^3]
γ_s : Poids volumique sec des grains	[N/m^3]
K : Coefficient de perméabilité	[m/s]
w_e : Teneur en eau	[%]
n : Porosité	[%]
V_v : Volume des vides	[m^3]
S_r : degré de saturation	[%]
V_w : Volume d'eau	[m^3]
H_p : La hauteur de terrain décomprimé	[m]
H : La hauteur de terrain de recouvrement	[m]
E_d, Em : Module de déformation	[Mpa]
C_m, C', C : La cohésion	[Mpa]
φ,φ', φ_m : l'angle de frottement	[°]
σ_{total} : La contrainte totale	[Mpa]

σ_1 : Contrainte principale majeure [Mpa]

σ_3 : Contrainte principale mineure [Mpa]

σ_{3max}' : La valeur de la limite supérieure de la contrainte comprimée [Mpa]

σ_0 : La contrainte verticale in situ [Mpa]

σ_{cm}, σ_{ci} : La résistance à la compression [Mpa]

τ, σ_t : La résistance au cisaillement [Mpa]

m_i,m_b :coefficient correctif dépend de type de la roche

m a,s: coefficient dépend de type de la roche

D_m, D : Paramètre dépend du niveau de perturbation de massif rocheux

$f_{c'}$: Résistance à la compression de béton après prise de 28j [Mpa]

Ps : Pression de support [t/m^2]

Introduction générale

Les ouvrages souterrains sont de jour en jour en voie d'expansion, cependant la prise en compte des instabilités géotechniques reste très empirique et qualitative.

L'aléa majeur que peux trouver un ingénieur géotechnicien lors de creusement d'un tunnel est la chute et l'éboulement des blocs surtout lorsque le massif est très fracturé à l'intérieur, quand ces affleurements comportent des discontinuités multidirectionnelles, dont elles présentent des traces très longues (>20m) visibles ,alors il s'avère que c'est primordiale dès la phase préliminaire d'étude de projet de réalisation d'un tunnel d'effectuer des études géotechniques et des relevées géostructuraux suivi d'une caractérisation géomécanique pour quantifié et qualifié les structures géologiques traversés afin de cerner toutes les possibilités de la formations des blocs instables qui présente un risque potentielle .

La construction d'un tunnel reste un défi pour l'ingénieur par ce qu'il doit maitriser les coûts, limiter les risques et garantir sa pérennité. Le plus grand challenge est d'assurer la stabilité à cours et à long terme des constructions souterraines par l'adaptation des méthodes et techniques de maitrise des instabilités et qui permettent d'éviter ou de réduire les effets des chutes des blocs.

Notre zone d'étude qui fait partie des projets d'aménagement de Kherrata ne présente pas des garanties de sécurité suite aux éboulements et la chute des pierres de massif de Djermouna notamment en période hivernal pour cette raison on a opter à étudier d'une manière préliminaire la stabilité de tunnel N°3 qui n'est pas en cour de réalisation, traversant le massif d'Amer Rhedou par l'analyse de la stabilité des blocs formées par trois plans des familles de discontinuités .

Notre étude consiste à caractériser le massif d'Amer Rhedou dont un tunnel N°3 va le traversé, par une classification géomécanique afin de recommander le type de soutènement adéquat, pour valider cette recommandation l'analyse de la stabilité des blocs via le logiciel Unwedge sera fait.

Dans le cadre de la réalisation de cette étude, notre travail sera structuré en six chapitres :

Le premier chapitre traite essentiellement les massifs rocheux, les discontinuités ainsi les méthodes de classification empiriques des massifs rocheux les plus utilisées en souterrains.

Le second chapitre est consacré aux aspects généraux de la construction souterraine «tunnel », les différentes techniques de creusement ainsi les différents types d'instabilité qui peuvent être rencontrées lors de l'excavation d'un tunnel. Ensuite on s'intéresse sur les différents types de soutènement et de revêtement nécessaire pour la réalisation d'un tunnel.

Le troisième chapitre est consacré à donner un bref aperçu sur la théorie des blocs, et son application en souterrain ainsi que la présentation de l'application Unwedge qui se base sur cette théorie.

Le quatrième chapitre est réservé à la description géologique et hydrogéologique de la région de Kherrata et de la zone d'étude.

Le cinquième chapitre comporte une description de l'application des systèmes de classification empiriques (RQD, RMR, Q Barton, GSI) pour la caractérisation de massif d'Amer Rhedou (Djermouna).

Le dernier chapitre est consacré à la présentation de la modélisation de la partie centrale de tunnel $N^0$3à l'aide de logiciel Unwedge basé sur la théorie des blocs.

Enfin, on achèvera notre étude par une conclusion générale qui souligne l'apport incontestable de notre travail.

Chapitre I

Le massif rocheux, structure et classification

Introduction

Le massif rocheux est constitué des discontinuités et de la matrice rocheuse, ces deux ont une influence sur son comportement mécanique et géotechnique.

Un ensemble de classifications géomécaniques est créé suite aux observations sur terrain d'une façon empirique pour étudier les massifs rocheux, vue son intérêt et son un aspect primordial pour les études géotechniques, les domaines de travaux publics et de mines ont fait appel à cet ensemble pour trouver des solutions aux aléas trouvés.

I.1 Description du massif rocheux

I.1.1 Le massif rocheux

Formé d'une juxtaposition de matériaux hétérogènes, les massifs rocheux sont des structures très complexes. Ils sont assimilés à un assemblage de blocs appelés matrice rocheuse, lesquels sont délimités par des discontinuités (fissures, fractures ou de failles ou encore de limites stratigraphiques) (Durville et al, 1995).

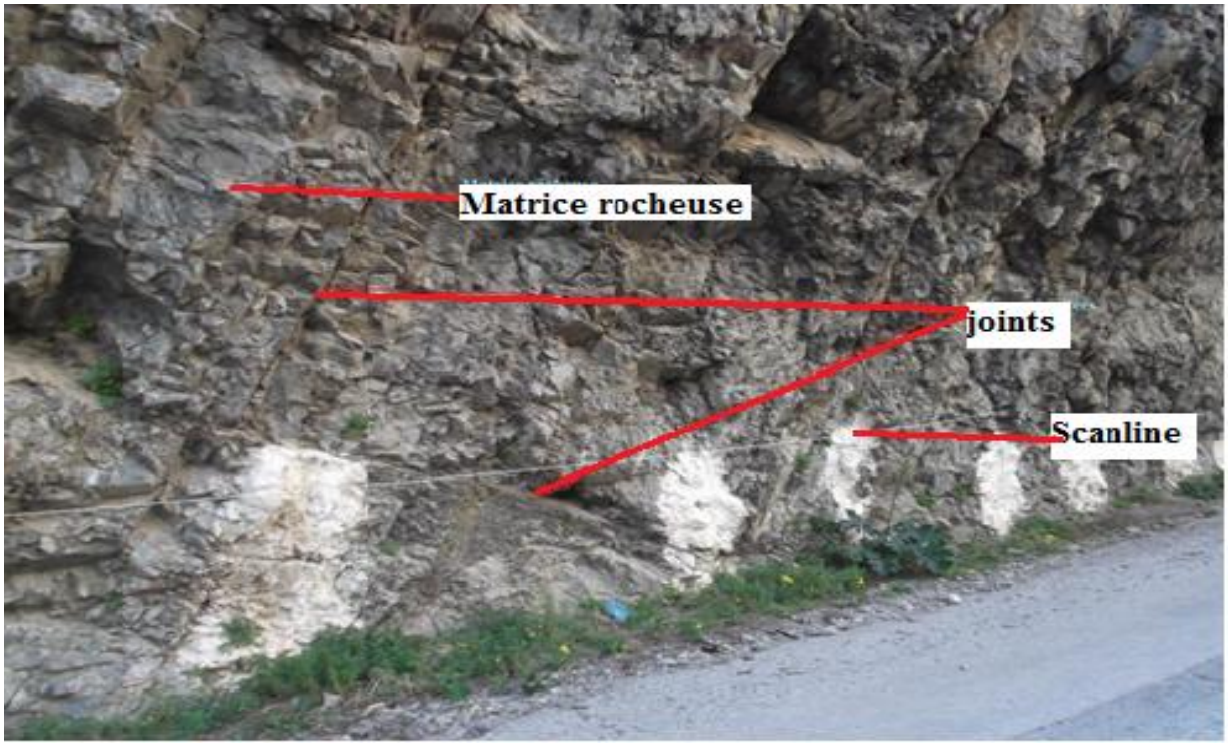


Figure I.1. Massif rocheux de Kherrata

I.1.2 Caractère général du massif rocheux

Un massif rocheux est un milieu complexe (Durville et al, 1995):

- ✓ **Discontinu**

Le massif est composé des blocs plus ou moins monolithiques, séparé par des discontinuités qui constituent des zones de faiblesse mécanique et des lieux privilégiés de circulation d'eau ;

- ✓ **Hétérogène**

Des hétérogénéités existent à différentes échelles, comme par exemple : alternance de bancs durs et de bancs tendres, contacts tectoniques anormaux mettant en présence des formations très différentes ;

- ✓ **Anisotrope**

L'anisotropie peut apparaitre dès la formation de la roche (disposition stratifiée des roches sédimentaires) ou en liaison avec le métamorphisme (foliation des gneiss et micaschistes), ou dès la formation des fracturations issues d'un épisode tectonique, etc…

- ✓ **Biphasique**

Puisque contenant de l'eau au sein des pores de la matrice rocheuse ou dans les discontinuités, cette eau peut modifier les propriétés de la roche comme celles des discontinuités, donc aussi le comportement du massif rocheux.

I.1.3 La matrice rocheuse

La matrice rocheuse est définie comme un volume de roche intacte qui possède des propriétés homogènes et non recoupée par des discontinuités discrètes et isolées, autrement dit c'est des 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 (Hoang, 2013).

I.1.3.1 Les propriétés de la matrice rocheuse

a) Propriétés physiques

- ✓ **La masse volumique (ρ) [NF P 94-410-2]**

Il s'agit de la masse du matériau par unité de volume, y compris les vides éventuels. Elle s'exprime en kilogramme pas mètre cube (Kg /m^3) ou en tonne par mètre cube (t/m^3).

On définit différentes masses volumiques et poids volumiques en fonction de l'état du matériau :

- ✓ **Masse volumique humide**

C'est le rapport de la masse humide (m) au volume totale (v) de l'échantillon, elle est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\rho = \frac{m}{v}\,(kg/m^3)} \qquad (1)$$

- ✓ **Masse volumique sèche**

C'est le rapport de la masse sèche (m_d) de l'échantillon, mesurée après passage à l'étuve, au volume (v) de l'échantillon, y compris l'air qu'il contient, elle est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\rho_d = \frac{m_d}{v}\,(kg/m^3)} \qquad (2)$$

- ✓ **Masse volumique des grains**

C'est le rapport de la masse sèche des grains (m_s) d'un échantillon broyé, au volume (v_s) des grains.

$$\boldsymbol{\rho_s = \frac{m_s}{v_s}\,(kg/m^3)} \qquad (3)$$

- ✓ **Le poids volumique**

Les poids volumiques γ, γ_d, et γ_s dont la dimension M .L^{-2}.T^{-2}, correspondants aux masses volumiques précédentes sont obtenus par multiplication par l'accélération de la pesanteur g= 9.81 m /s^2 dont la formule est :

$$\boldsymbol{\gamma = \rho \times g\ (N/m^3)} \qquad (4)$$

- ✓ **La perméabilité [NF P 94-252]**

C'est la vitesse de percolation de l'eau à travers un massif d'une épaisseur de 1 m. Caractérisée par le coefficient de perméabilité K (m/s).

- ✓ **Teneur en eau (w_e) [Norme p 094-410-1]**

Elle est déterminée par étuvage, c'est le rapport entre la perte de poids d'une éprouvette de roche maintenue à 105±5° pendant 24 h et son poids initial.

C'est le rapport de la masse de l'eau (m_w) à la masse du matériau sec (m_d), exprimée en pourcentage(%) :

$$\mathbf{w_e} = \frac{\mathbf{m_w}}{\mathbf{m_d}} \qquad (\mathbf{5})$$

- ✓ **La porosité(n) [Norme p 94-410-3]**

La porosité (n**),** exprimée en %, est le rapport des volumes des vides (V_v) au volume total(V) d'un échantillon de roche.

$$\mathbf{n} = \frac{\mathbf{v_v}}{\mathbf{v}} \qquad (\mathbf{6})$$

- ✓ **Le degré de saturation (Sr) [NF P 94-252]**

Le degré de saturation en eau (Sr) exprimé en % est le rapport du volume de l'eau contenue dans l'échantillon au volume des vides, c'est le pourcentage de l'espace poreux occupé par l'eau.

$$\mathbf{S_r} = \frac{\mathbf{v_w}}{\mathbf{v_v}} \qquad (\mathbf{7})$$

b) Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques de la matrice rocheuse (roche intacte) sont déterminées par des essais mécaniques au laboratoire on distingue les essais suivants :

- Essai de compression uniaxial [NF P 94-420] ;
- Essai de compression triaxial [NF P 94-423] ;
- Essai de traction indirecte (essai Brésilien) [NF P 94-422] ;
- Méthode de transparence (la détermination de la vitesse de propagation ultrasonique) [NF P 94-411].

I.1.4 Les types des roches

Les géologues distinguent trois grandes catégories de roches en fonction de leur origine:

- **Les roches magmatiques (ou éruptives)** résultent du refroidissement de magmas en fusion ;

- **Les roches sédimentaires** elles sont formées par accumulation de particules détritiques (résultant de la désagrégation des roches par l'érosion) ou biogènes (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.

I.1.5 Les discontinuités

Une discontinuité est définie comme étant toute cassure mécanique ou fracture ayant une résistance en tension négligeable dans une roche (Priest, 1993). Il est important de distinguer entre les discontinuités naturelles, d'origine géologique et les discontinuités artificielles qui sont issues des activités humaines comme l'excavation d'un massif rocheux.

Bien que les discontinuités aient souvent une géométrie irrégulière ou ondulée, il y a généralement une échelle à laquelle la surface totale ou une partie de cette surface est suffisamment plane pour qu'elle soit représentée par une seule valeur d'orientation (Priest, 1993).

I.1.5.1Types de discontinuités

a) Joints, fractures

Ils sont souvent les éléments les plus visibles sur un affleurement. Il s'agit de fracturation cassante, sans déplacement (ou avec un déplacement minimal) sur les plans de rupture. Les joints sont parallèles ou obliques à la stratification (François, 2009).

b) Diaclases

Cassure de roches ou de terrains sans déplacement relatif des parties séparées. S'emploie plus spécialement pour des cassures perpendiculaires aux couches sédimentaires (Zhao, 2008).

c) Les plans de stratification

Ils sont plus au moins régulières séparent les strates. Ils créent une interface de deux matériaux rocheux. Cependant, certains plans de stratification peuvent aussi devenir des zones potentielles d'altération et de poches d'eau souterraines tout en favorisant le glissement (Zhao, 2008).

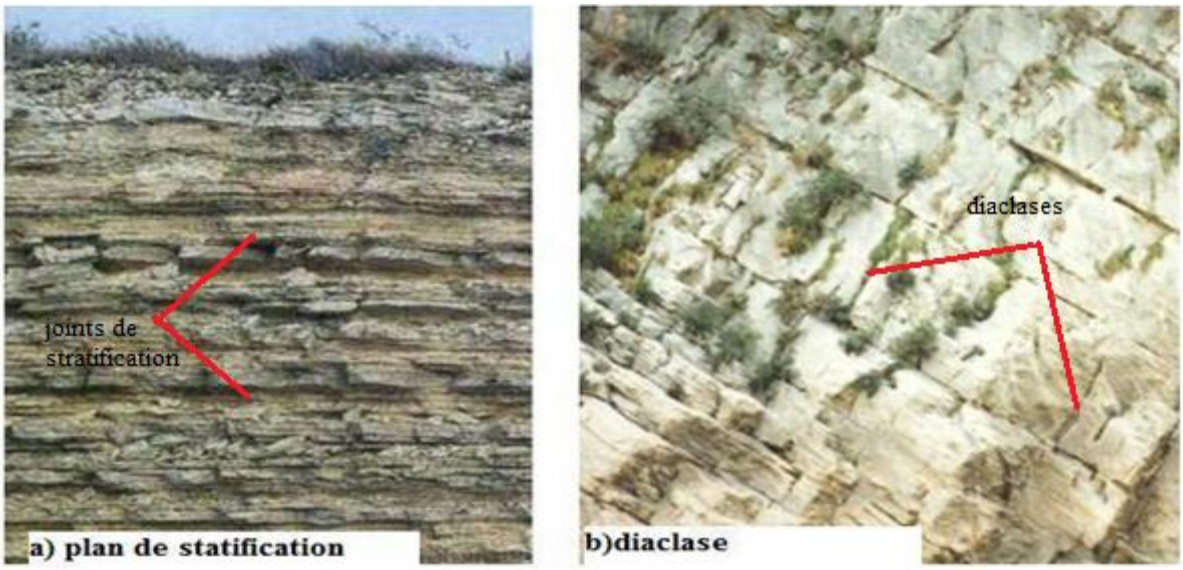


Figure I.2. a- Les plans de stratification ; b- Diaclase (Zhao, 2008)

d) Les failles

Les failles (faults) sont des surfaces sur lesquelles un déplacement relatif des parties séparées a lieu. Dont leurs longueurs variées de quelques mètres à plusieurs dizaines ou centaines de kilomètres (François, 2009).

Figure I.3. Les failles (Zhao, 2008)

✓ **Types de faille**

- **Faille normale**

C'est une faille directe distensive issue d'une traction (Raoult, 1980) ;

- **Faille inverse**

C'est une faille compressive issue d'une compression (Raoult, 1980) ;

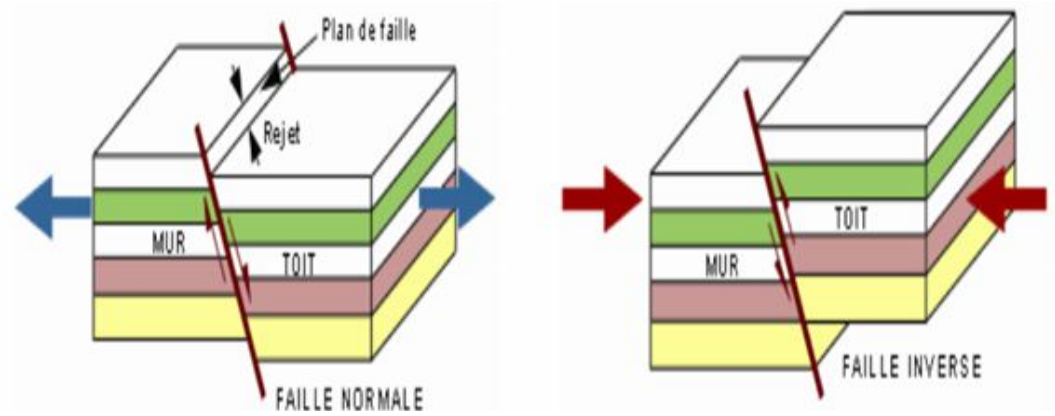


Figure I.4. Faille normale et faille inverse (Sébastien, 2012)

- **Décrochement**

Faille verticale, ou presque, séparant des compartiments qui se sont déplacés l'un par rapport à l'autre uniquement dans le sens horizontal et parallèlement à cette faille. Un décrochement peut être dextre ou senestre (Zhao, 2008).

e) Chevauchement

Mouvement tectonique conduisant un ensemble de terrains à recouvrir un autre par l'intermédiaire d'un contact anormal peu incliné (surface de chevauchement) (Zhao, 2008).

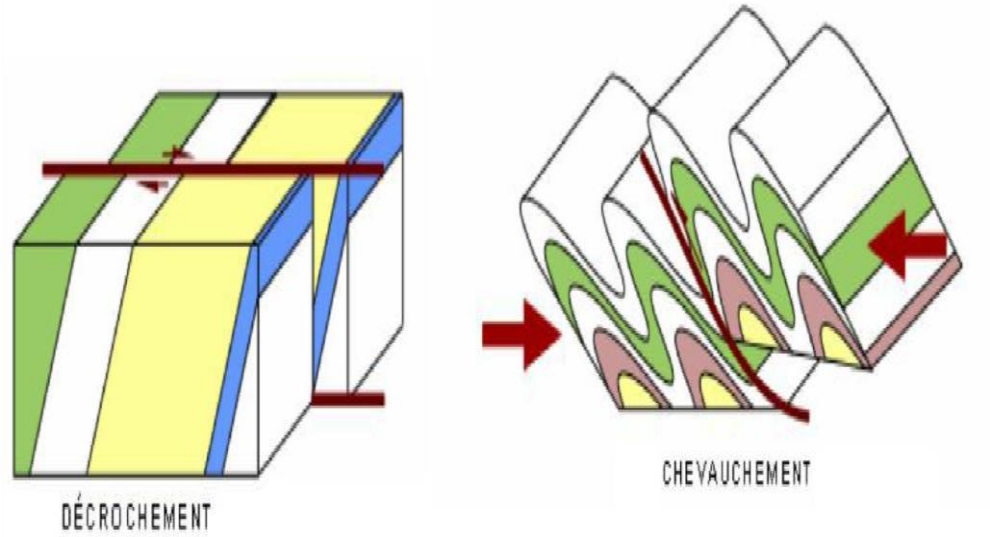


Figure I.5. Le décrochement et le chevauchement (Sébastien, 2012).

f) Crochon de faille

Courbure brusque des couches au contact d'une faille, due au mouvement relatif des deux compartiments et permettant de la déterminer dans chaque compartiment, la torsion s'effectue en sens inverse du déplacement (Raoult, 1980).

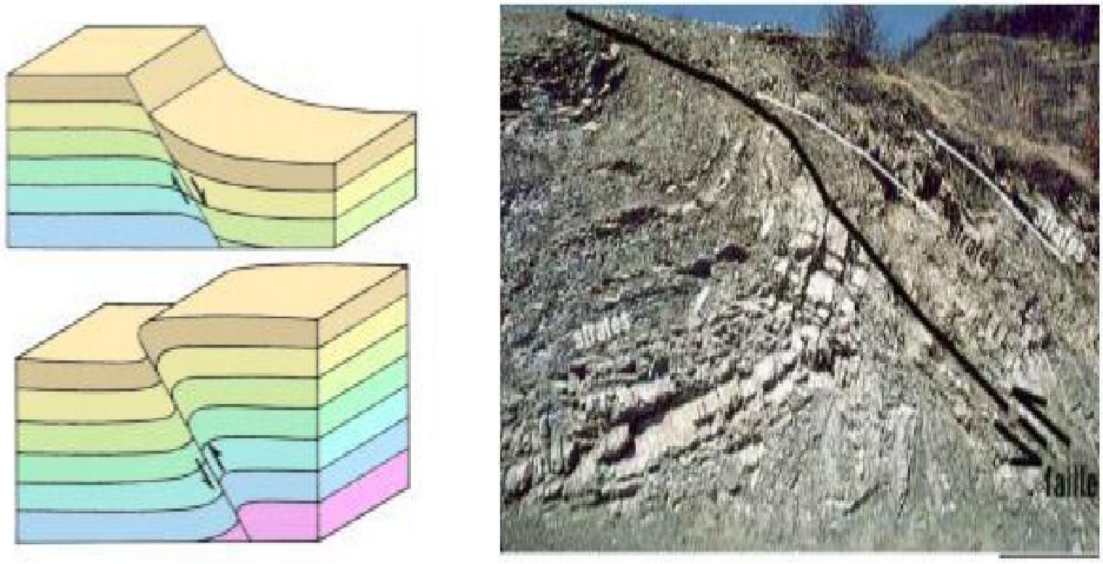


Figure I.6. Le crochon de faille (Sébstien, 2012)

g) Bande de cisaillement, couloir de fracturation

Zone fracturée résultant d'un mouvement de cisaillement entre deux compartiments plus Compacts (peut être considérée comme une faille à grande échelle) (Ozgun Insaat, 2015)

Figure I.7. Bande de cisaillement (Ozgun Insaat, 2015)

I.1.5.2 Les caractéristiques des discontinuités

I.1.5.2.1 Caractéristiques géométriques des discontinuités

a) L'orientation

Elle présente l'orientation ou l'attitude dans l'espace d'un élément structurel (lit de stratification, un joint,…etc. Dans le cas d'un élément structurel plan l'orientation est exprimée par la direction et le pendage. Par contre dans le cas d'un élément linéaire, elle exprimée par la tendance et ça plongée. Pour avoir cette attitude on utilise la boussole géologique.

Les éléments qui définissent l'orientation sont (Zhao, 2008) :

- ✓ **La direction de pendage**

L'angle que fais la ligne de la plus grande pente avec le nord. Elle est toujours perpendiculaire à la direction d'un plan et elle est mesurée en degré (°).

- ✓ **Le pendage**

L'angle que forme la ligne de la plus grande pente avec l'horizontal.

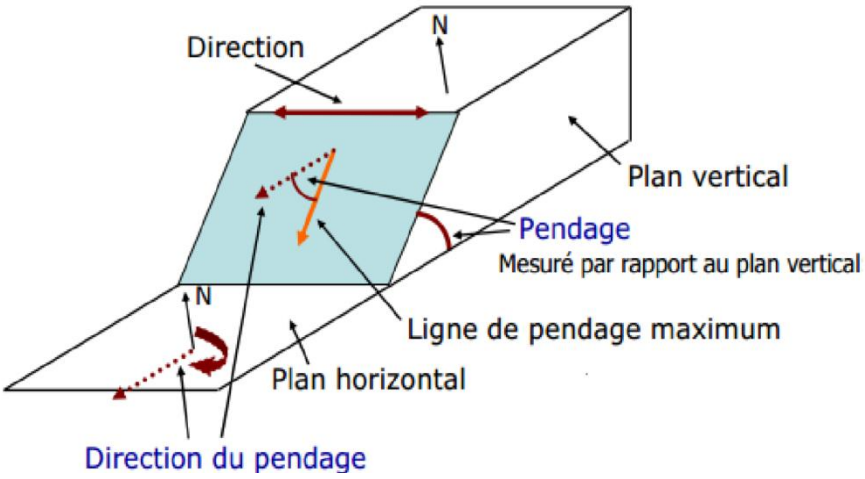


Figure I.8. Les éléments qui définissent l'orientation (Zhao, 2008)

L'orientation des discontinuités peut être donnée de deux manières :

- **La première** : se repose sur la direction de l'horizontale du plan α [0-180°], un angle de pendage β [0-90°] ;
- **La seconde** : qui utilise l'azimut du vecteur pendage αp [0-360°] et l'angle de pendage β [0- 90°] ;

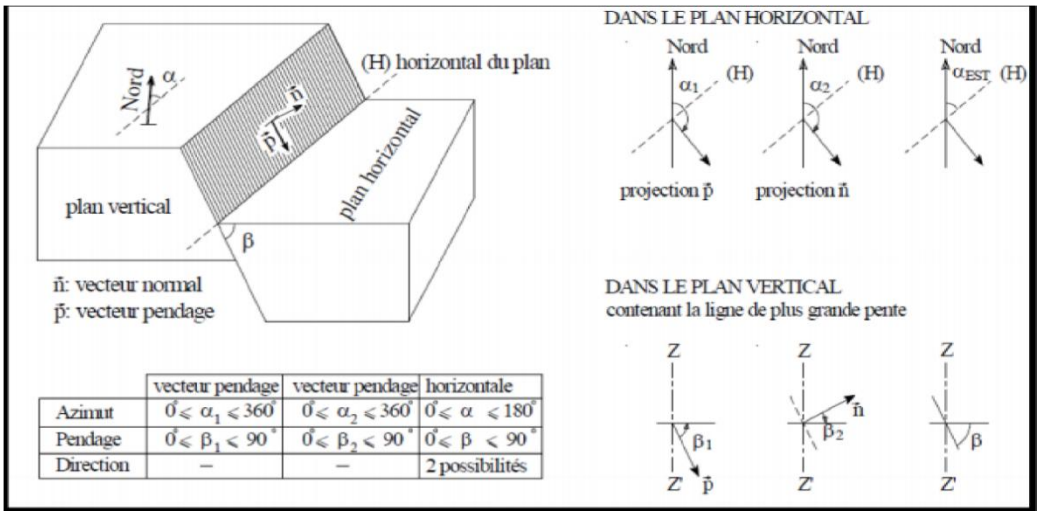


Figure I.9. Orientation des discontinuités (Zhao, 2008)

b) L'espacement et la fréquence

L'espacement une distance entre deux discontinuités adjacente mesuré par une ligne de mesure (scanline), par contre la fréquence est l'inverse de l'espacement (le nombre des joints par mètre linéaire (Hudson et al, 1997).

- **L'espacement**

$$\mathbf{X = \frac{L}{N}} \qquad (\mathbf{8})$$

- **La fréquence**

$$\boldsymbol{\lambda = \frac{N}{L}} \qquad (\mathbf{9})$$

X : L′espacement moyen en mètre ;

L: Longueur de la ligne d′échantillonnage en mètre ;

N: Nombre de discontinuités ;

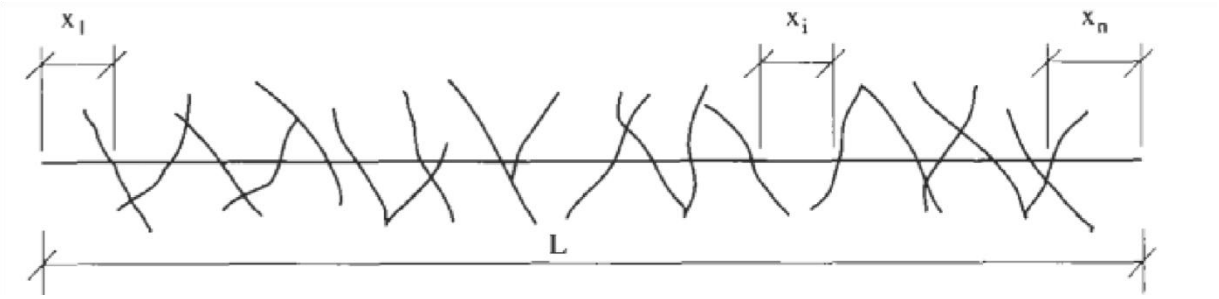


Figure I.10. La mesure de l'espacement par un scanline (Hudson et al, 1997)

L'espacement des joints est la distance perpendiculaire entre les joints. Pour une famille de joints, il est habituellement exprimé comme l'espacement moyen de cette famille de joints.

On mesure souvent l'espacement apparent. La mesure de l'espacement des joints selon les différentes faces est suivant différentes directions. Par exemple, dans un massif rocheux fissuré verticalement, les mesures selon la direction verticale donnée ont un espacement bien plus important que selon la direction horizontal (Zhao, 2008).

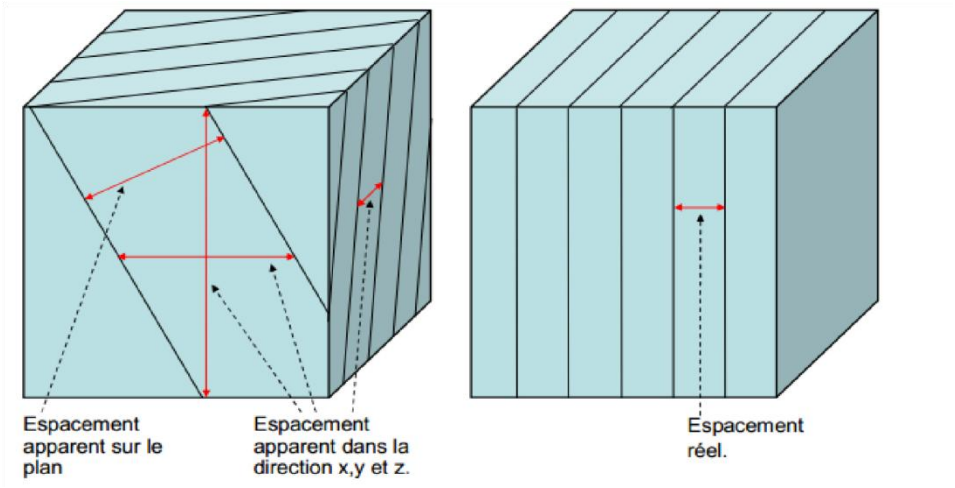


Figure I.11. Les types d'espacement (Zhao, 2008)

✓**La taille des blocs**

La taille peut être définis par l'espacement, si un massif rocheux contient un nombre important de joints, alors leur espacement moyen sera plus faible et la taille des blocs sera plus petites (Zhao, 2008).

c) La rugosité

La rugosité de la surface du joint est caractérisée par des ondulations à grande échelle et par des irrégularités à petite échelle. C'est le facteur principal qui régit la direction du cisaillement, la résistance au cisaillement, et en conséquence, la stabilité du bloc susceptible de (Zhao, 2008).

Elle doit être évaluée sur la base des critères visuels et sensoriels, pour décrire la rugosité, il convient d'utiliser les termes suivants, (Barton et al, 1977) :

1. **Très rugueuse**

La surface très rugueuse présente d'importantes aspérités visuelles, semblables à du gravier fin ou de calibre moyen.

2. **Rugueuse**

Lorsqu'on passe le frôle du doigt, la surface est rugueuse comme du papier du verre à gros grain .Les aspérités peuvent être visuelles.

3. **Légèrement rugueuse**

La surface est rugueuse comme de papier verre à grain plus fins. Les aspérités ne sont pas visibles à l'œil nu.

4. **Lisse**

La surface est plutôt lisse, comme du papier.

5. **Très lisse**

Comme le miroir de faille dont la surface est très lisse, et présente des stries due au déplacement en cisaillement Le coefficient de rugosité du joint (JRC) peut être adapté : il de 0, pour une surface plane et de lisse, et de 20, pour une surface très rugueuse.

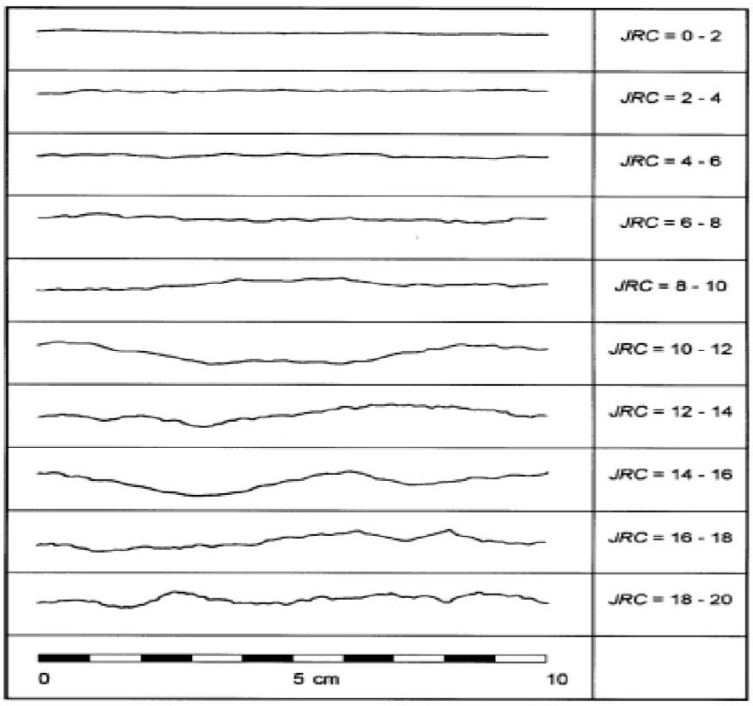


Figure I.12. Profils pour la détermination du coefficient de la rugosité du Joint(JRC) (Barton et al, 1977)

d) Imbrication

Un joint est l'interface de deux surfaces. Les propriétés d'un joint sont également contrôlées par le positionnement relatif de deux surfaces (Zhao, 2008).

Zhao en 1997 a proposé un coefficient d'imbrication des joints, il est obtenu par les observations approximatives de pourcentage de contact entre les surfaces de la discontinuité .La valeur de ce coefficient varie entre 0 et 1 respectivement pour les joints non imbriqués ou moyennement imbriqués et pour ceux qui sont parfaitement imbriqués (surface 100% en contact).Les joints entièrement en contact et parfaitement imbriqués ont peu de possibilités de mouvement et il est aussi difficile de les cisailler, en comparaison à des joints de même rugosité avec des contacts ponctuels où le mouvement peut facilement avoir lieu(Zhao, 2008).

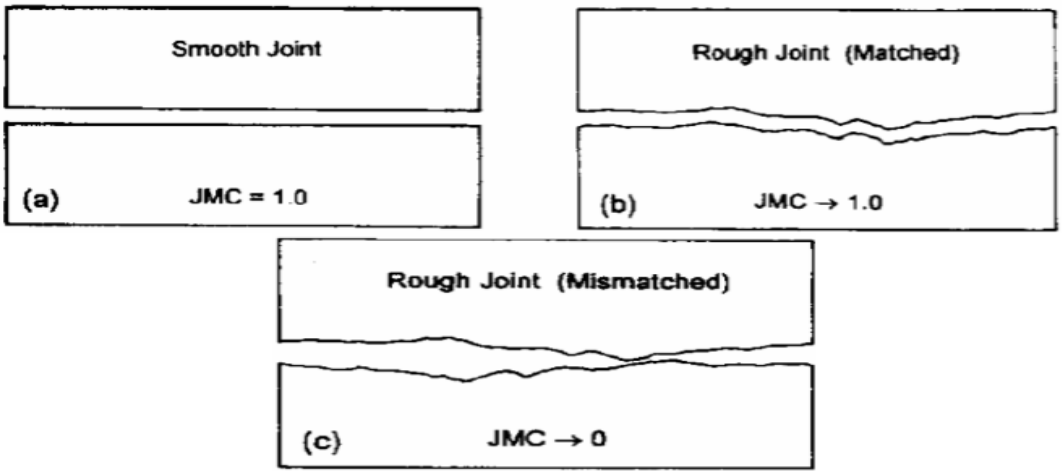


Figure I.13la valeur de JMC en fonction de contact entre les épontes des discontinuités (Zhao, 2008)

e) Ouverture et remplissage du joint

La distance perpendiculaire séparant les épontes adjacentes des joints est appelée l'ouverture. Elle est remplie soit d'air ou d'eau (joint ouvert), soit avec des matériaux de remplissage (joint rempli).Les épontes qui montrent des grandes ouvertures remplis avec un fluide ou un minéral montrent une faible résistance au cisaillement. L'ouverture est associée à l'écoulement et à la perméabilité (Zhao, 2008).

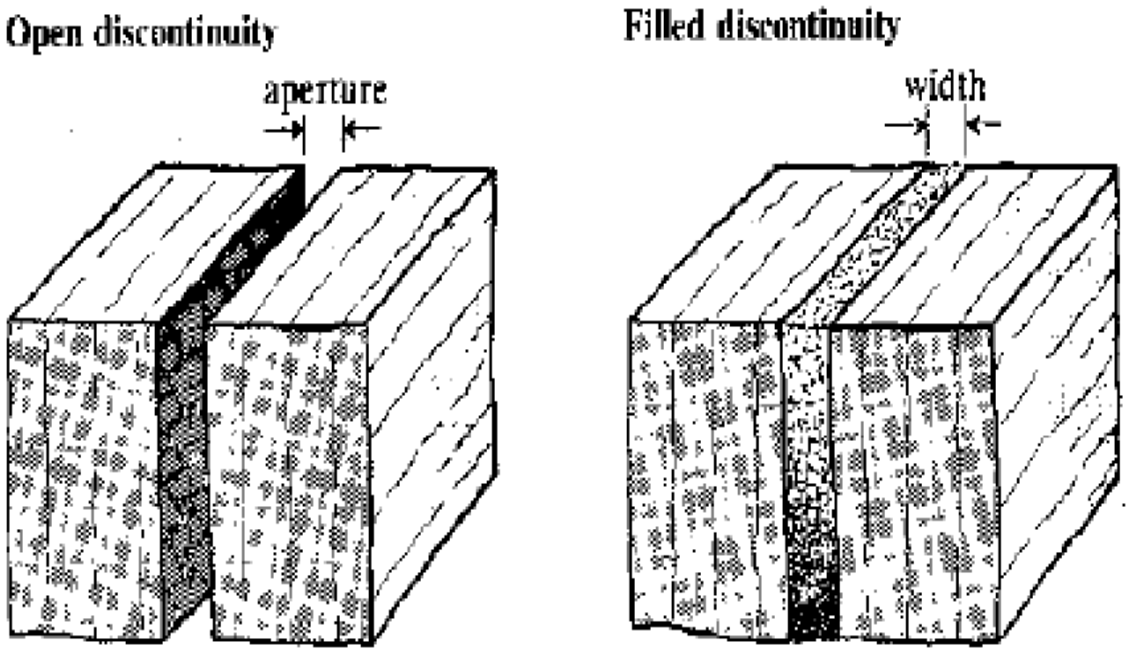


Figure I.14.L'ouverture et le remplissage des discontinuités (Zhao, 2008)

I.1.5.3 L'origine des discontinuités

- ✓ **Origine géologique des discontinuités rocheuses**

a) Discontinuités d'origine sédimentaire

Le trait caractéristique des roches sédimentaires est leur disposition en couches parallèles plus ou moins séparées par des joints de stratification, surfaces continues que l'on peut suivre sur de longues distances. Ces surfaces initialement horizontales peuvent être déformées par des plissements du massif et interrompues ou décalées par des failles (CFMR, 2000).

b) Discontinuités d'origine métamorphique

Certaines roches métamorphiques apparaissent souvent comme un assemblage de minces feuillets, plus ou moins individualisées, une schistosité ou foliation (mot qui désigne le parallélisme des cristaux, les micas par exemple). Le cas extrême est celui des ardoises, on dit que la discontinuité est pénétrative lorsque chaque feuillet peut être divisé en feuillets plus minces (CFMR, 2000).

c) Discontinuités d'origine thermique

Le refroidissement des laves épanchées à la surface y développe des joints de retrait thermique, délimitant des orgues volcaniques (exemple ; Bort les Orgues, Corrèze). De même, le refroidissement en profondeur des roches magmatiques justifie certaines

discontinuités étendues : les massifs granitiques montrent souvent trois familles grossièrement rectangulaires deux à deux (CFMR, 2000).

I.1.5.4 La présentation stéréographique des discontinuités

Le premier objectif d'une analyse d'un relevé des discontinuités est de voir si elles peuvent être classées en différentes familles car l'orientation d'une excavation souterraine par rapport au réseau de fissures à souvent une influence sur le comportement des parements ou du toit de l'excavation, le procédé le plus utilisé pour l'analyse est la projection stéréographique (Jacques, 1998).

La présentation stéréographique consiste à la représentation sur un plan l'orientation des discontinuités du site, un plan représenté par un arc de cercle appelé représentation cyclographique, on peut aussi tracer son pôle qui est la projection de la direction de la droite normale au plan appelé représentation polaire.

Dans la pratique il existe deux types de projection stéréographiques (Jacques, 1998) :

- ✓ **Projection de Wulff**

Le point représentatif d'un plan de fissure s'obtient de la manière en faisant passer le plan de la fissure par le centre de la sphère. La normale au plan construite à partir du centre dirigée vers l'hémisphère inferieur de la sphère coupe la sphère au un point P appelé pole de la fissure.la droite joignant le zénith de la sphère au pôle P coupe le plan équatorial de la sphère en un point F. Ce point F est le point représentatif du plan de fissure.

- ✓ **Projection de Schmidt ou Lambert**

Pour obtenir le point représentatif d'un point de fissure, on construira comme précédemment le pole P de la fissure, mais on projettera ce point sur le plan horizontal passant par le point S.

A partir de ces présentation de l'orientation des fissures, il est possible, au moyen de constructions géométriques, de mettre en évidence les fissures conduisant à la formation de blocs (Jacques, 1998).

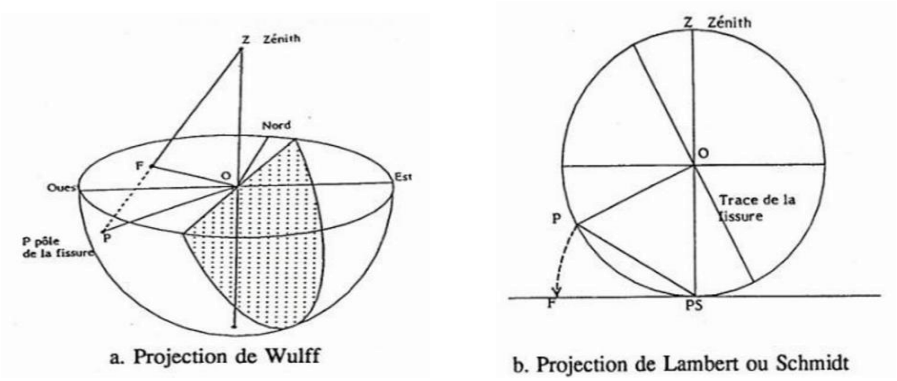


Figure I.15. Les projections de Wulff et Lambert (Jacques, 1998)

I.2 La classification géomécaniques du massif rocheux

Les systèmes de classification des massifs rocheux ont tout d'abord un rôle de synthétisation des données récoltées sur terrain (Schroeder, 2010). Leurs utilisations ont un intérêt considérable lors de l'étude de faisabilité et de dimensionnement préliminaire d'un projet, surtout quand les informations mécaniques, hydrauliques et l'état de contrainte in situ du massif rocheux ne sont pas disponibles. Ces systèmes de classification consistent 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 (Chelhoub, 2006) :

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

I.2.1 La méthode de Terzaghi

I.2.1.1 Principe de la méthode de Terzaghi K. 1946

C'est une méthode empirique très utilisée pour le dimensionnement des tunnels tout en considérant que le soutènement par les cintres ou le revêtement définitif doit supporter le poids d'un volume de terrain décomprimé situé à l'intérieur d'une zone en forme de cloche (FigureI.17). Elle classe la roche en neuf catégories en fonction d'observation qualitative (Annexe I).

La hauteur des terrains décomprimés est donnée par la formule :

$$\mathbf{H_P = k(B + H_t)} \qquad (\mathbf{10})$$

$\boldsymbol{k}$: Coefficient variable selon la nature et la texture du terrain ;

$\boldsymbol{B}$: Largeur de la galerie (m) ;

$\boldsymbol{H_t}$: Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie(m) ;

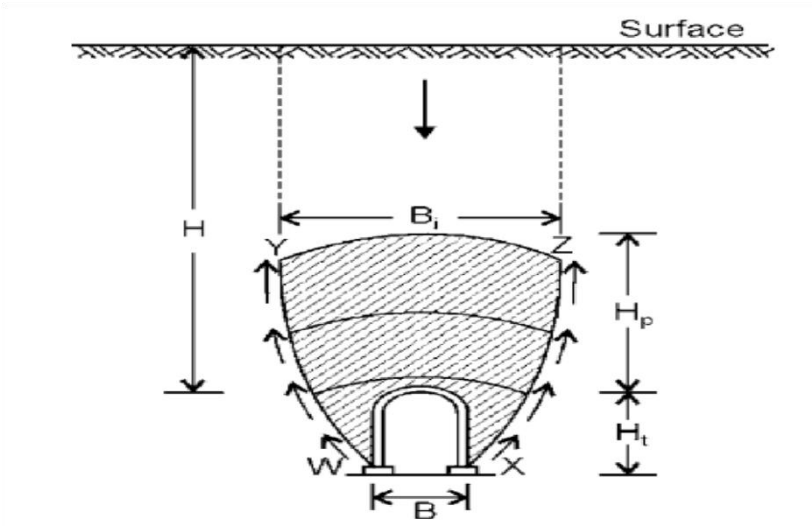


Figure I.16. Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (Terzaghi, 1946)

1.2.1.2 Limites d'utilisation

a) La classification de Terzaghi ne permet pas d'avoir des informations sur les propriétés de la roche (Cecil, 1970);
b) Elle est applicable dans les conditions similaires à celles pour lesquelles a été développée (Cecil, 1970);
c) La pression de support est pratiquement indépendante de la largeur du tunnel, à condition que la rigidité du support ne soit pas abaissé (Verman, 1993) ;
d) La méthode de Terzaghi fournit une pression de support raisonnable pour les petits tunnels (B< 6m) (Bhawni et al, 2011);
e) Il fournit des estimations trop sûres pour les grands tunnels (diamètre 6-14m) (Bhawni et al, 2011);
f) Les valeurs de pression estimées ne sont pas précisées pour les conditions de gonflement de sol (Bhawni et al, 2011);

I.2.2 Le système du RQD (Rock Quality Designation)

I.2.2.1 Principe du RQD de Deere 1964

RQD est un indice d'estimation de la qualité du massif rocheux d'une manière qualitative .Il est défini comme étant la somme de la longueur des roches intactes supérieures à 100 mm (4 inches) par la longueur de la carotte de forage (Hoek, 2007). L'indice fonctionne adéquatement pour différentes techniques de forage ou différentes grandeurs de diamètre de forage, à moins que cette technique cause une perte considérable du taux de récupération de la carotte ou cause des brisures mécaniques excessives (Deere, 1988).

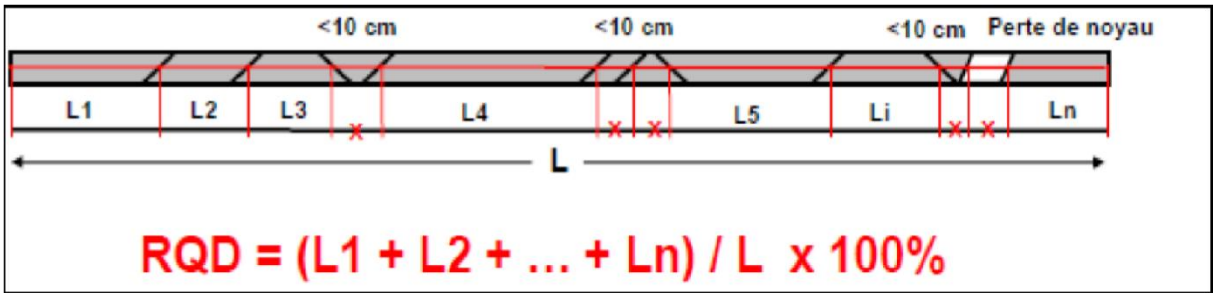


Figure I.17. Schéma de principe de calcul de RQD (Zhao, 2008)

Le tableau I.1 présente la qualité du massif rocheux en fonction de la valeur RQD.

Tableau I.1. La qualité de massif rocheux selon la valeur du RQD (Deere, 1988)

RQD	Qualité des roches
<25	Très médiocre
25-50	Médiocre
50-75	Moyenne
75-90	Bonne
90-100	Excellente

I.2.2.2 Les limites d'utilisation du RQD (Palmstom et al, 2006)

a) Le RQD ne reflète pas la qualité du massif rocheux, il est seulement considérer pour l'estimation du degré de fracturation;
b) On ne prend pas en considération le RQD pour la détermination de la résistance des roches et les propriétés géométriques des discontinuités ;

c) Le RQD dépend de l'orientation du trou de forage parce que il dépend de l'orientation préférentielle de la distribution des discontinuités ;

d) Quand la fréquence totale est supérieure à 3 m^{-1} ou quand le massif rocheux est fracturé le RQD est non significatif.

I.2.3 Le système du RMR (Rock mass rating)

I.2.3.1 Principe du RMR de Bieniawski,1989

La classification géomecanique du RMR est basée sur l'expérience de Bieniawski dans les tunnels de faible profondeur creusés dans les massifs rocheux sédimentaires, initialement créé suite aux 49 études inédite, ce paramètre a été publié par le CSIR (South African Council of Sientific and Industrial Research).

Le RMR est un outil de soutènement et d'évaluation du temps maximal de tenue sans soutènement. Il est un paramètre d'extrapolation des propriétés mécaniques de laboratoires, roches intactes, au massif rocheux (Maciej, 2012).

L'utilisation de la classification RMR nécessite de diviser notre massif en sous parties homogènes d'un point de vue géologique et structurel. Chaque partie va être classifiée séparément (Chalhoub, 2006).

Pour classifier le massif rocheux le RMR prend en considération les paramètres suivants :

Le paramètre A1 : la résistance à la compression simple de la roche intact (σc) ;

Le paramètre A2 : RQD (Rock Quality Designation) ;

Le paramètre A3 :l'espacement moyen entre les discontinuités ;

Le paramètre A4 : conditions des discontinuités (persistance, ouverture, rugosité des épontes, altération des épontes, matériau de remplissage des discontinuités) ;

Le paramètre A5 : les conditions hydrogéologiques, consiste à la réalisation des mesures des flux d'eau, ou les pressions interstitielles des joints ;

Le paramètre B : orientation des discontinuités par rapport à l'orientation de l'excavation (tunnel dans notre cas) ;

Les note attribuée au cinq paramètres est fonction de plusieurs caractéristiques géomécaniques de la roche, caractéristiques géométriques et hydrauliques des discontinuités dont c'est résumée sur les tableaux de classifications de RMR (Bieniawski, 1989) (Annexe I).

La somme des cinq premiers paramètres caractérise le RMR de base qui est donnée par la formule suivante :

$$\textbf{RMR de base} = A1+A2+A3+A4+A5$$

La somme des notes attribuées à chaque paramètre est une valeur comprise entre 0-100 au massif.

La somme des notes attribuées aux paramètres A2, A3, A4 représentent 70% de la note attribuée au massif, elle représente la fracturation.15% de la note accordé au massif représente les propriétés de la matrice rocheuse (paramètre A1), les 15 % restant présente le taux d'eau contenue dans le massif rocheux.

Quand on a à faire aux travaux d'ingénieries souterraines (tunnel), on ajoute un paramètre de réduction tenant compte de l'orientation du tunnel par rapport à l'indication du pendage. Le paramètre B est négatif afin de réduire la qualité du massif rocheux.

Le nouveau RMR s'appelle $\mathbf{RMR_{design,}}$ il est donné par la formule suivante :

$$RMR_{design} = RMR_{de\ base} + B$$

Pour l'utilisation de tableau I.2, on suit les étapes suivantes (Maceij, 2012) :

- L'identification de la famille de joints la plus défavorables et son pendage(p);
- Détermination de la direction de l'axe d'excavation à l'égard des joints identifiés ;
- Attribution d'une note qualitative pour la famille de joint ;
- Associer B au RMR de base.

D'après cet ajustement, seulement deux orientations peuvent être évaluées dont la direction du pendage est perpendiculaire ou parallèle à l'axe du tunnel, et ceci pour deux intervalles de pendage (P = 20° - 45°; 45°-90°). Bieniawski (1976) juge que le pendage d'intervalle de 0°-20° est indépendant de l'orientation de l'excavation et représente une réduction du RMR de base de 10 points.

Tableau I.2. Ajustement de l'orientation des joints selon l'effet sur l'excavation d'un tunnel (Bieniawski, 1976)

Indicateur de pendage d'orientation des joints		Très Favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très Défavorable
Cote	Tunnel	0	-2	-5	-10	-12
Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		P : 0^o-20^0
Forage suivant pendage (p)		Forage contre pendage (p)				
P : 45^o-90^o	P : 20^o-45^o	P : 45^o-90^o	P : 20^o-45^o	P : 45^o-90^o	P : 20^o-45^o	
Très Favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	Moyen	Défavorable

I.2.3.2 Classification de la roche selon Le RMR

Tableau I.3. Qualité du massif rocheux et ces propriétés mécaniques selon le RMR (Bieniawski, 1976**)**

Valeur de RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe	I	II	III	IV	V
Description	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre
Temps de tenue sans soutènement	20 ans pour une portée de 15m	1 an pour une portée de 10m	1 semaine pour une portée de 5m	10 h pour une portée de2.5m	30 min pour une portée de 1m
propriétés mécaniques du massif rocheux					
Cohésion du massif rocheux (Kpa)	>400m	300 à 400	200 à 300	100 à 200	<100
Angle de frottement du massif (^{o})	>45	35-45	25-35	15-25	<15

I.2.3.3 Estimation des paramètres mécaniques à partir du RMR

Le RMR permet d'estimer des paramètres mécaniques de massif rocheux tel que la cohésion, l'angle de frottement et le module de Young [Bieniawski, 1989].

Plusieurs auteurs ont proposés des corrélations entre ces paramètres et la valeur de RMR, ces relations sont sous les formes suivantes :

- ✓ **Le module de Young**

- Cas d'un RMR>50

$$E_d = 2RMR - 100 \qquad (11)$$ **(Bieniawski, 1978)**

- Cas d'un RMR<50

$$E_d = 10^{(RMR-10)/4} \qquad (12)$$ **(Serafim et Pereira, 1983)**

- ✓ **La cohésion**

$$C_m(Kpa) = 3.625\ RMR \qquad (13)$$ **(Sin et Sadagah, 2003)**

- ✓ **L'angle de frottement interne**

$$\phi_m\ (^o) = 20 + 0.5\ RMR \qquad (14)$$ **(Aydan et Kawamoto, 2001)**

I.2.3.4 Limitation d'utilisation du RMR

a) Le système RMR n'est pas utilisé dans le cas des roches de mauvaises qualité ;
b) Le RMR permet de déterminer le type de soutènement adéquat à l'excavation mais il n'estime pas la méthode d'excavation ;
c) Les contraintes sont ignorées comme paramètre du système RMR mais elles sont principalement considérées lors de la sélection du support de terrain ;
d) Bieniawski estime que le système RMR adéquat pour un projet civil jusqu'à une contrainte verticale de 25 Mpa ;
e) Le système RMR semble être insensible à la variation mineure de la qualité de la roche ;
f) La validité sur la comptabilité de nouvelle version du système RMR par rapport à l'utilité des anciennes directives de design reste empirique et questionnable.

I.2.3.5 les recommandations de soutènement à partir du RMR

Bieniawski propose des recommandations de soutènement pour cinq classes de roches dont le tableau dans l'annexe I résume ça.

I.2.4 Le système de Q Barton

I.2.4.1 Principe du Q system de Barton et al.1974

Le système de Q Barton est proposé par Barton et al en 1974 au NGI (Norvégien Geotechnical Institute), tout en se basant sur l'étude de 200 cas historiques des tunnels. Il est spécifiquement développé pour le domaine de génie civil (tunnel et excavation de forme de voute). Aucune modification majeure n'a été apportée au système depuis sa publication. Seul le facteur de réduction pour les contraintes SRF (Stress Reduction Facteur) en 1993.

Le Q Barton tient en compte des paramètres suivants :

1) RQD (Rock Quality designation), il caractérise la qualité des carottes de sondage ;
2) Jn (joint set number) : représente le nombre de famille de discontinuités ;
3)
4) Jr (joint roughness number) : représente la rugosité des épontes de la famille des discontinuités la plus défavorable en terme d'orientation ;
5) Ja (joint altération number) : caractérise l'état d'altération des discontinuités ;
6) Jw (joint water reduction) : est un facteur de réduction du à la présence de l'eau dans les joints ;
7) SRF (stress réduction factor) : est un facteur de réduction des contraintes dans le massif.

Le Q système prend en considération les rapports suivants :

1) RQD/Jn : indice du degré de fracturation, représente l'effet de la taille de blocs ;
2) Jr/Ja : indice qui caractérise la qualité mécanique de contact entre les blocs de cisaillement (résistances au cisaillement des blocs) ;
3) Jw/SRF : est un facteur qui décrit l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes.

Cet indice varie entre 0.001 pour un massif de très mauvaise qualité et 1000 pour un massif de très bonne qualité, pratiquement il varie entre 0.005 et 50.

La formule de Q Barton est donnée comme suit :

$$\mathbf{Q = \frac{RQD \times J_r \times J_W}{J_n \times J_r \times SRF}} \qquad (\mathbf{15})$$

Lorsque en tient pas compte de l'état initial du massif (J_w/SRF=1) le Q Barton prend la forme suivante :

$$\mathbf{Q' = \frac{RQD \times J_r}{J_n \times J_r}} \qquad (16)$$

Les notes attribuées aux paramètres de Q Barton sont résumées sur l'annexe1.

I.2.4.2 L'estimation des paramètres mécaniques de massif rocheux à partir de Q Barton

- ✓ **Module de Young**

$$\mathbf{E_m(Gpa) = 10\ Q^{\frac{1}{3}}} \qquad (17) \qquad \textbf{(Barton, 1995)}$$

- ✓ **Cohésion**

$$\mathbf{C_m\ (kpa) = \frac{RQD \times \sigma_C}{J_a \times SRF \times 100}} \qquad (18) \qquad \textbf{(Barton, 1995)}$$

I.2.4.3 Les limitations d'utilisation de Q Barton

a) Le Q Barton n'est pas utilisé dans le cas des roches tendres ;
b) IL ignore les paramètres d'orientation d'excavation, il se base sur trois paramètres Jn, Jr et Ja ;
c) Le Q Barton a été développé presque exclusivement avec trois séries de discontinuités, l'indice Q semble diminue la compétence de la roche quand le massif présente quatre séries de discontinuités espacées ;
d) L'efficacité de système NGI ou Q Barton n'est pas fiable pour une zone de faiblesse présentant un comportement convergent et/ou gonflant ;
e) Une grande incertitude dans les estimations des propriétés de massif rocheux ;

I.2.4.4 les recommandations de soutènement à partir du Q Barton

- ✓ **La dimension équivalente(De)**

Barton et al 1974 ont défini un paramètre additionnel qui est la dimension équivalente de l'excavation, la dimension équivalente est obtenue par la formule suivante :

$$\mathbf{D_e = \frac{dimension\ de\ l'excavation(hauteur\ ou\ diamétre(m))}{excavation\ support\ ration\ (ESR)}} \qquad (19) \qquad \textbf{(Barton et al, 1974)}$$

- ✓ **ESR (Excavation Support Ration)**

La valeur d'ESR dépend de type de l'excavation et de degré de sécurité, ce degré s'agit de facteur de sécurité qui à une influence sur le choix de type de soutènement pour maintenir la stabilité de l'excavation. Le tableau sur l'annexe I montre la valeur d'ESR selon le type d'excavation.

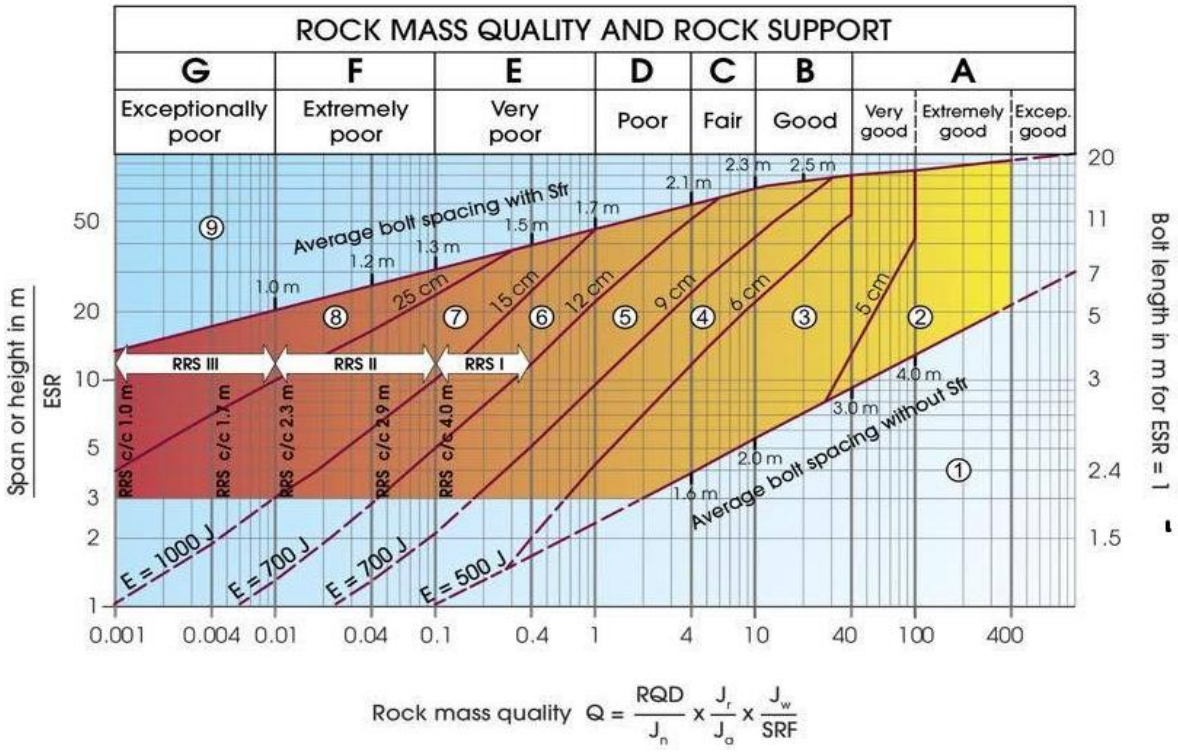


Figure I.18. Abaque de choix de type de soutènement selon le diamètre équivalent et la valeur Q Barton et (NGI, 2015)

- **La différence entre RMR et Q Barton**

Tableau I.4. La comparaison entre RMR et Q Barton (Hoek et Brown, 1997)

RMR	Q Barton
✦ Prise en compte de l'orientation des discontinuités par rapport à l'ouvrage ; ✦ Définition raide de la longueur de la volée ; ✦ Définition de la tenue sans soutènement ; ✦ Ne prend pas en compte la méthode d'excavation ; ✦ Utilisation en phase amont (projet) et aval (suivi de creusement).	✦ Pas de prises en compte de l'orientation des discontinuités ; par rapport à l'ouvrage ; ✦ Définition rapide des soutènements à mettre en œuvre (voute, parement et intersection) mais manque de précision concernant la longueur des boulons ; ✦ Utilisation en phase amont (projet) et aval (suivi de creusement) ; ✦ Prises en compte de l'évolution de type de soutènement.

I.2.5 Système du GSI (Geological Strength Index)

I.2.5.1 Le principe du GSI

Le GSI (Geological Strength index) est un paramètre de classification,il est le résultat des observations combinées pour les conditions de massif rocheux décris par Terzaghi avec l'expérience de Bieniawski (système de RMR), afin d'atteindre des finalités d'ingénieries, le GSI est utilisé pour la détermination des propriétés des massifs rocheux de différentes qualités

(Hoek et al, 1995).

La relation entre les conditions structurelles de massif rocheux (sain, fracturés, désintégrés …) et les conditions de surfaces des discontinuités (rugosité, altération …) est utilisé pour estimer la valeur moyenne de GSI qui est présenté sous forme de diagonal.

L'estimation de GSI s'appuie sur l'observation directe de la structure du massif rocheux (examen in situ) (figure I.20).

Cet indice varie entre 5 et 85, tel que 5 correspond au massif rocheux de mauvaise qualité, tandis que 85 correspond au massif d'excellente qualité.

Tableau I.5. Qualité de massif rocheux selon la valeur du GSI (Hoek et al, 1995)

Valeur du GSI	76-95	56-75	41-55	21-40	<20
Qualité de massif rocheux	Très bonne	bonne	moyenne	mauvaise	Très mauvaise

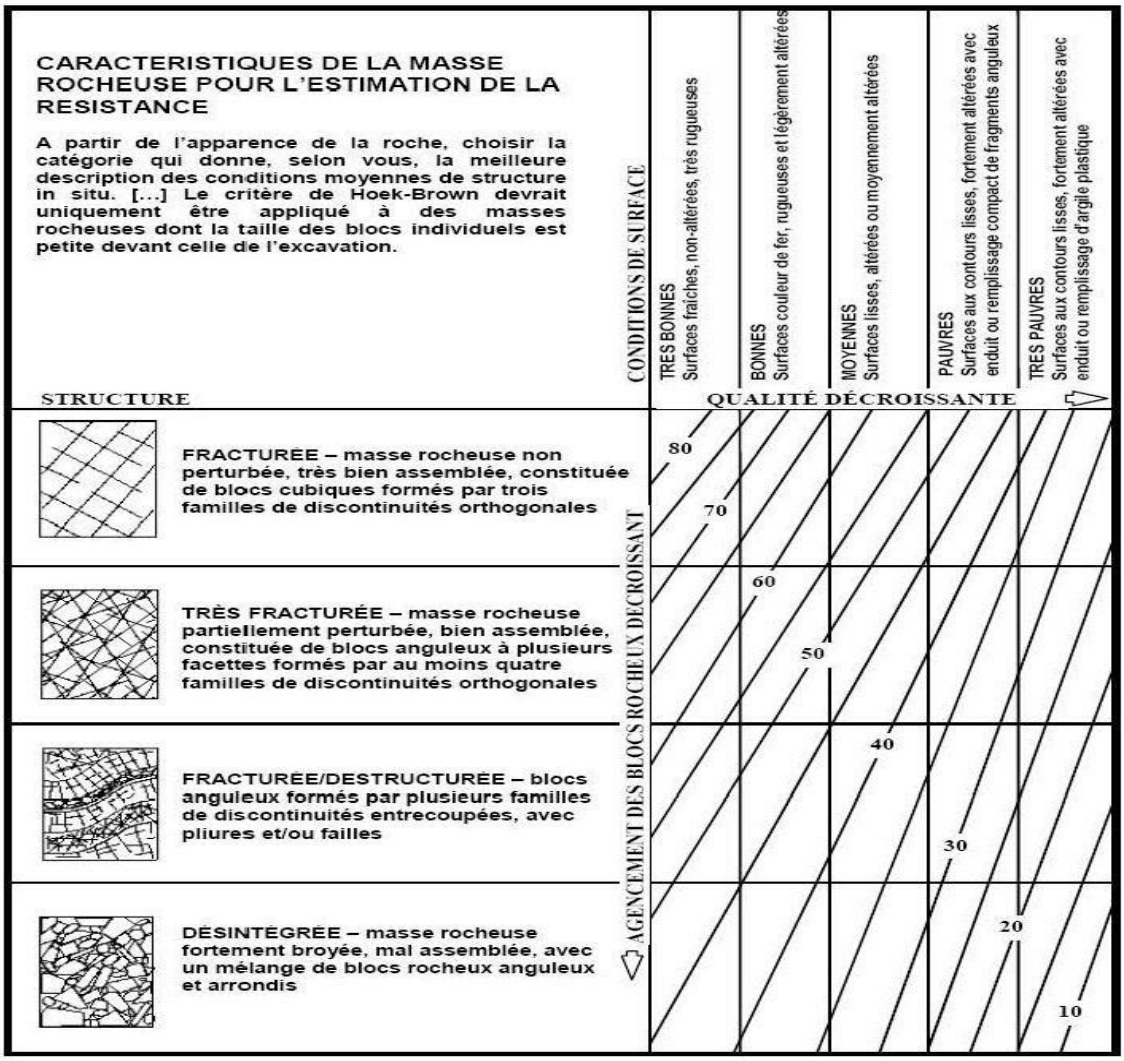


Figure I.19. Estimation de la valeur de GSI in situ (Hoek et al, 1995)

I.3La détermination des propriétés de la roche en utilisant le logiciel Roc Lab

Un des contraintes rencontrées dans le domaine de la modélisation numérique des problèmes de la mécanique des roches, et celle de l'entrée des données qui correspondent aux propriétés de massif rocheux. Le logiciel d'exécution Roc Lab permet d'avoir ces données d'entrées en utilisant les critères de Hoek-Brown et Mohr-coulomb. Les propriétés de massif rocheux déterminées par Roc Lab peuvent être utilisées comme des datas d'entrées pour quelques logiciels (Phase2, Plaxis…).

- **Le critère de Hoek-Brown** Le critère de rupture de Hoek-Brown apparaît pour représenter les phénomènes de rupture des roches dures intactes et des massifs rocheux fracturés. Il est basé sur le critère parabolique d'amorce de fissuration de Griffith (1924) (Fabric, 2010). Il est exprimé :

$$\sigma_{1=}\sigma_3 + (\mathbf{m}\,\sigma_{\,3}\sigma_c{}^2)^{\frac{1}{2}} \qquad (20) \qquad \textbf{(Hoek et al., 2002)}$$

$\boldsymbol{\sigma_1}$ **:** Contrainte principale majeur(Mpa) ;

$\boldsymbol{\sigma_3}$ **:** Contrainte principale mineur (Mpa) ;

$\boldsymbol{\sigma_c}$ **:** Résistance à la compression simple (Mpa) ;

Divers relations ont été proposées, reliant les coefficients qui dépendent de type de la roche (m, s, a) à plusieurs systèmes de classification du massif rocheux. Vue les difficultés trouvées par les corrélations entre ces coefficients et les méthodes de classification RMR (Bieniawski) et Q (Barton), Hoek et al. (1995) ont introduit le GSI pour estimer les paramètres du massif rocheux. Dont les formules des coefficients sont

$$\mathbf{m} = \mathbf{m_i} * \mathbf{exp}\left(\frac{\mathbf{GSI-100}}{\mathbf{28-14D_m}}\right) \qquad (21) \qquad \textbf{(Hoek et al, 2002)}$$

$$\mathbf{s} = \left(\frac{\mathbf{GSI-100}}{\mathbf{9-3D_m}}\right) \qquad (22) \qquad \textbf{(Hoek et al, 2002)}$$

$$\mathbf{a} = \frac{1}{2} + \frac{1}{5}(\mathbf{e^{-GSI/15}} - \mathbf{e^{-20/3}}) \qquad (23) \qquad \textbf{(Hoek et al, 2002)}$$

m_i : Un coefficient correctif ;

D_m: est un paramètre dépendant du niveau de perturbation apporté au massif par une excavation à l'explosif ou par la relaxation des contraintes.

- **La détermination des propriétés de massif rocheux (Hoek et al., 2002)**

1. La résistance à la compression uniaxiale, elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_c = \sigma_{ci} * s^a \qquad (24)$$

2. La résistance au cisaillement elle est donnée par la formule suivant

$$\sigma_t = -\frac{s * \sigma_{ci}}{m_b} \qquad (25)$$

3. Le module de déformation E_m

❖ Pour σ_{ci}<=100Mpa

$$E_m = \left(1 - \frac{D_m}{2}\right) * 10^{(GSI - \frac{10}{40})} \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \qquad (26)$$

❖ Pour σ_{ci}>100Mpa

$$E_m = \left(1 - \frac{D_m}{2}\right) * \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \qquad (27)$$

σ_{ci} : Résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte ;

- **Le critère de Mohr-coulomb**

Ce critère de Mohr-coulomb dépend de deux paramètres. Il prend en compte la résistance au cisaillement.il considère seulement les contraintes principales majeures et mineures.il est exprimé :

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi' \qquad (28)$$

Pour la détermination de l'angle de frottement et la cohésion équivalente par le logiciel Roc Lab, il prend en considération les formules suivantes :

$$\sigma_t < \sigma_3 < {\sigma_{3max}}'$$

$$\phi' = \sin^{-1}\left[\frac{6a\, m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)\sqrt{6a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}}\right] \qquad (29)$$

$$\mathbf{c'} = \frac{\boldsymbol{\sigma_{ci}}[(\mathbf{1}+\mathbf{2a})\mathbf{s}+(\mathbf{1}-\mathbf{a})\mathbf{m_b}\boldsymbol{\sigma'_{3n}}(\mathbf{s}+\mathbf{m_b}\boldsymbol{\sigma'_{3n}})^{\mathbf{a-1}}]}{(\mathbf{1}+\mathbf{a})(\mathbf{2}+\mathbf{a})\sqrt{\mathbf{6am_b}(\mathbf{s}+\mathbf{m_b}\boldsymbol{\sigma'_{3n}})^{\mathbf{a-1}}/(\mathbf{1}+\mathbf{a})(\mathbf{2}+\mathbf{a})}} \qquad (\mathbf{30})$$

Tel que: $\boldsymbol{\sigma'_{3n}} = \frac{\boldsymbol{\sigma_{3max}'}}{\boldsymbol{\sigma_{ci}}}$

- **Détermination de σ'_{3max} dans le cas des tunnels par Roc Lab**

Pour la déterminationde σ'_{3max} le logiciel Roc Lab combine entre le critère de Hoek et Brown et le critère de Mohr-coulomb. On utilise la formule ci dessous qu'est appliquée pour toutes les excavations souterraines entourée par une zone de pression élevée .

$$\frac{\boldsymbol{\sigma'_{3max}}}{\boldsymbol{\sigma'_{cm}}} = \mathbf{0.47}\left[\frac{\boldsymbol{\sigma'_{cm}}}{\mathbf{y\,H}}\right]^{\mathbf{-0.94}} \qquad (\mathbf{31})$$

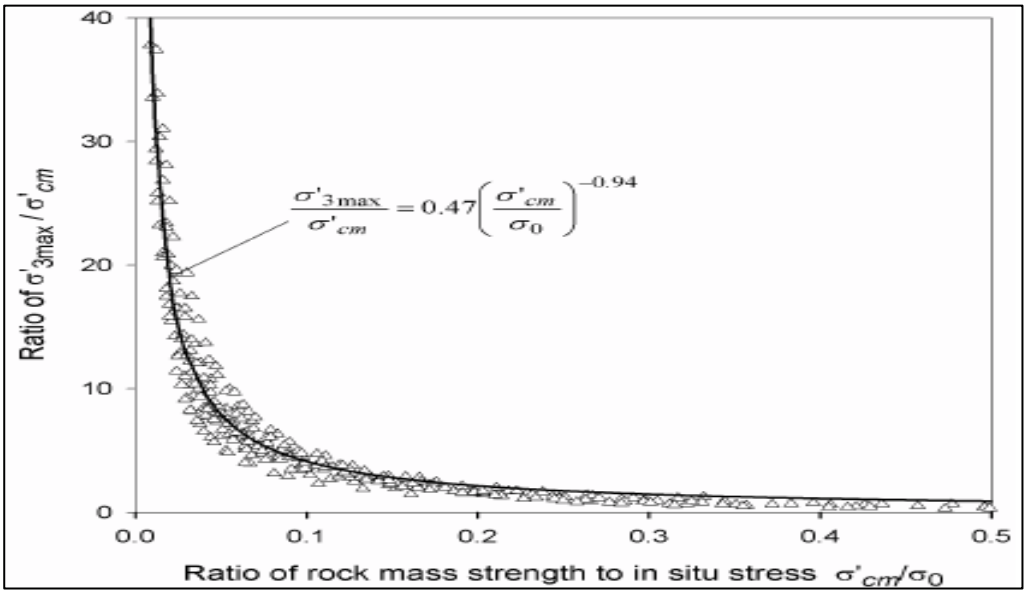


Figure I.20. Le calcul de σ'_{3max}pour les tunnels par combinaison de deux critères Hoek - Brown et de Mohr-coulomb (Hoek et al, 2002)

Conclusion

Les discontinuités représentent une caractéristique intrinsèque des massifs rocheux, pour ça l'étude de comportement du massif rocheux exige de connaitre les caractéristiques des discontinuités conduisant à la formation des blocs. Une étude géomécanique empirique est exigée pour l'estimation de la stabilité des massifs rocheux et les ouvrages creusés dans les roches, l'estimation des recommandations de soutènement pour les terrains, les excavations souterraines et à ciel ouvert instables ainsi que la détermination des propriétés du massif rocheux.

Chapitre II

La conception d'un tunnel

Introduction

Tout projet de réalisation d'un tunnel nécessite un ensemble des étapes. Ce dernier se base sur les méthodes de creusement, les techniques de soutènement et de revêtement qui sont adaptable aux paramètres géométriques du tunnel (profondeur, longueur, nature), son importance est conditionner aux caractéristiques de site d'implantation. Dans ce chapitre on discute brièvement et précisément toutes ces étapes.

II.1 Tunnel et domaine d'emploi

II.1.1 Définition du tunnel

C'est un espace creusé au sein du terrain, de forme cylindrique très allongée par rapport à sa section ayant une faible pente (CFMR, 2003), il donne passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route), en réduisant un itinéraire sous une montagne, (tunnel sous une montagne) , sous un plan aquatique ou une rivière pour éviter un long détour, mais aussi dans les grandes zones urbaines les tunnels assurent une harmonie du transport, limitent les nuisances et la pollution du trafic et économisent des espaces dans les grandes villes (Bekkari, 2013).

II.1.2 Les sections du tunnel

Il existe trois sections selon la forme on distingue :

- **La forme circulaire**

Figure I.1. Tunnel à section circulaire (Tunnel sous la manche, France et Angleterre)

- **La forme fer à cheval (tunnel vouté)**

Figure II.2. Tunnel à section fer à cheval (Tunnel centenaire, Tournemire)

- **La forme elliptique**

Figure II.3. Tunnel à section elliptique (Tunnel de la Fenille, France)

II.1.3 Les domaines d'utilisation des tunnels

Il est utilisé pour plusieurs domaines tels que (Lunardi, 1997) :

- **Le domaine routier et ferroviaire**

Dans ce cas les tunnels servent à éviter des aléas naturels ou anthropiques (chutes de pierres, glissements, étroitement en falaises) ;

- **Le domaine urbain**

Les tunnels urbains ont une utilité de diminuer le trafic à la surface des grandes villes (métros, galeries, parkings) ;

- **Le domaine hydraulique**

Les tunnels de canalisation servent à l'évacuation des crues, à la connexion d'une rivière éloignée à un barrage ;

- **Le domaine industriel**

Des tunnels industriels sont utilisés pour le stockage des déchets industriels dangereux (déchets nucléaires) ;

- **Le domaine naval**

Les tunnels navals présentent des abris pour différents matériels navals.

Figure II.4. Les types des tunnels (Bousbia, 2016**)**

II.2. Phases de réalisation d'un tunnel

II .2.1 Le creusement des tunnels

II.2.1.1 Méthodes de creusement (Martin et al, 2012).

a) Creusement à l'explosif

L'abattage avec emploi d'explosifs, est très ancien mais, reste encore la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élever, elle est également connue comme une méthode conventionnelle d'excavation. En souterrain, on utilise des explosifs brisants permettant le découpage de la roche, l'abattage se fait par des volées, dont la longueur varie suivant le type de la roche (1 à 5 m).Il peut être en pleine section (on excave toute la section du tunnel ou par section divisées (au maximum deux sections dites calotte et stross)

b) Creusement mécanique

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés …), l'usage de l'explosif est remplacé efficacement par l'emploie des machines : soit à attaque globale, d'où l'engin excave la section entière (tunneliers), soit à attaque ponctuelle (roche de dureté moyenne (résistance à la compression simple R_C < 80Mpa), qui permet d'excaver progressivement toute la section de tunnel (brise roche, marteau piqueur).

Figure II.5. Machines à attaque ponctuelle (Martin et al, 2012)

Figure II.6. Machines à attaque globale (Kitchah, 2012)

II.2.1.2 Techniques de creusement

Il existe plusieurs techniques de creusement des tunnels, On distingue parmi les plus utilisées sur le terrain :

a) Le creusement en pleine section

Elle est bien adaptée aux terrains homogènes, de bonne ou d'assez bonne tenue tout en excavant la totalité de la section de tunnel en une seule fois, elle ne nécessite pas l'utilisation d'un soutènement provisoire par contre dans le cas où la roche présente des fissures (fissurations crées par l'utilisation d'explosifs, ou propre au massif), un soutènement provisoire est conseillé.

b) Le creusement à section divisée

Cette méthode s'applique aux grandes excavations souterraines, mais surtout aux tunnels creusés dans des mauvais terrains ou les méthodes de construction présentent des risques. La division de la section de tunnel à des sections divisées est fonction de la dimension maximale de l'excavation qui peut rester stable par elle-même avant la mise en place du soutènement (Kheffache, 2007).

c) Le creusement à demi-section

Il consiste à excaver, dans une première phase, la demi-section supérieure, dite « calotte » du tunnel, suivant sa forme définitive (la hauteur pouvant atteindre 5 ou 6 m).

Dans une deuxième phase, on procède à l'excavation de la demi section inférieur appelée stross (Kheffache, 2007). Cette technique nécessite un soutènement plus efficace et très important (par cintres), dont la mise en place de ce dernier s'effectue en principe à l'avancement de chaque phase d'excavation.

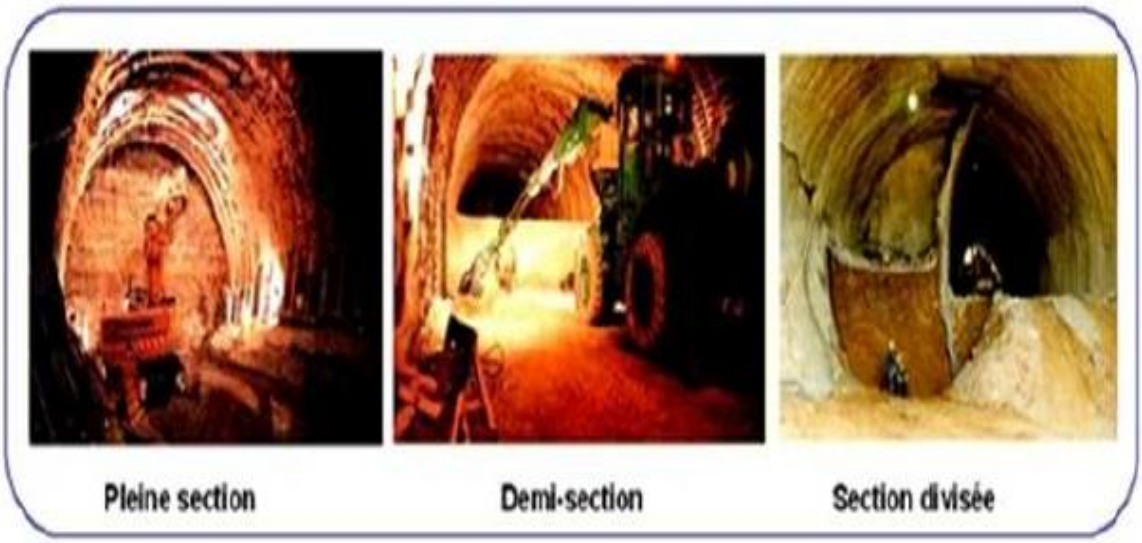


Figure II.7. Les procédés de creusement de tunnel (Lousberg et al, 1985)

II.2.2 Purge et marinage

L'opération de purge consiste à faire tomber de la voute et du front les blocs et les écailles non stable, par contre le marinage consiste à évacuer les déblais par une pelle mécanique et un camion ou d'une locomotive avec des berlines ou encore avec un convoyeur à bande (Martin et al, 2012).

Figure II.8. Purge et marinage de tunnel 4 de Kherrata (Ziane et al, 2016)

II.2.3 Le soutènement

Le creusement d'un ouvrage souterrain dans un massif rocheux perturbe les contraintes naturelles autour de vide crée, qui peuvent être la cause directe de l'instabilité du massif et de l'ouvrage.

Pour être face à ces différents types d'instabilité, la préconisation d'un soutènement est nécessaire, parce qu'il présente un rôle de protection et de sécurité pour le personnel travaillant sous terre (chute de petits blocs), de support pour assurer la stabilité des gros blocs et de confinement pour limiter la convergence de terrain (Martin et al, 2012).

II.2.4 Pose de l'étanchéité

Entre le soutènement et le revêtement définitif, on place un géotextile et un film synthétique PVC qui assurent l'étanchéité de l'ouvrage avec l'emplacement des drains et d'assainissement pour l'évacuation des eaux d'infiltration collectées parle piédroit pour l'évacuation des eaux d'infiltration collecter par cette membrane protectrice (Martin et al, 2012).

Figure II.9. Pose d'étanchéité par le géotextile et la géo membrane

II.2.5 pose de revêtement

Cette phase consiste à mettre de béton sur tout le tunnel à l'intérieur après stabilisation des Convergences. Il a trois principaux rôles :

1) Il a une fonction de résistance car il prend les efforts à long terme (fluage et gonflement…) et celle de perte de résistance du soutènement (rouille, gonflement…);
2) Il a un rôle protectif de l'étanchéité ;
3) Il a un rôle esthétique.

Le cycle de construction d'un tunnel est illustré sur la figure II.10.

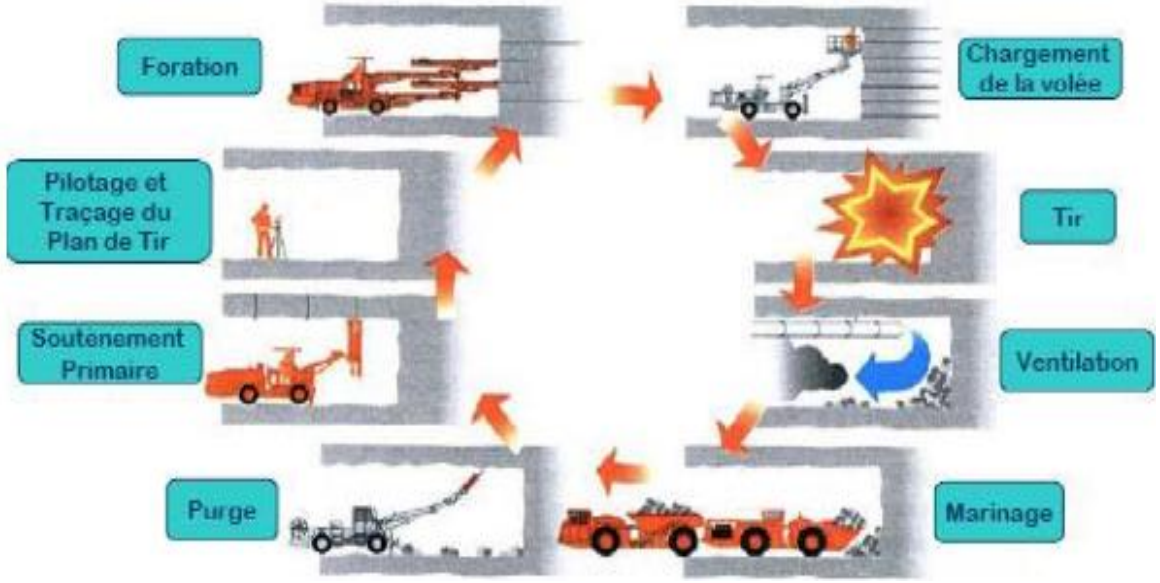


Figure II.10. Le cycle de la construction d'un tunnel (Idris, 2007)

II.3 Les types d'instabilité qui affecte un tunnel

Tableau II.1. Principaux difficultés rencontrées lors de l'excavation des tunnels traversant des massifs constitués des sols indurés/roche tendre (Fabrice, 2011)

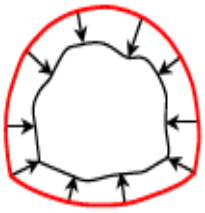
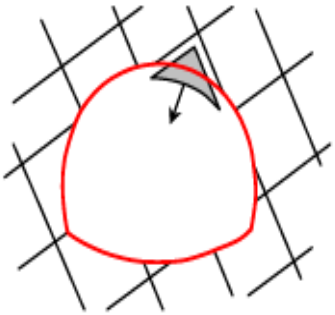
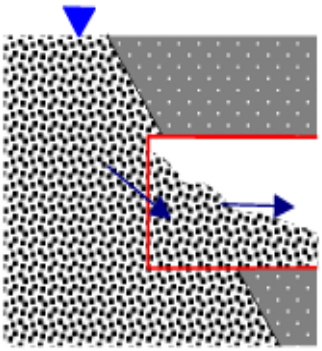
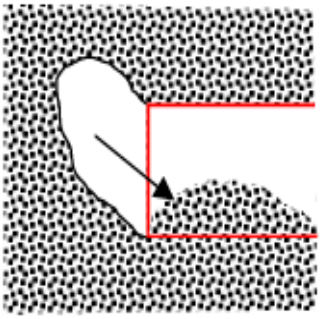
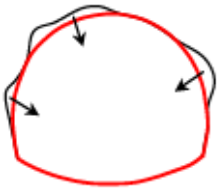
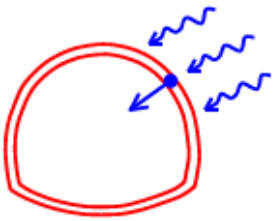
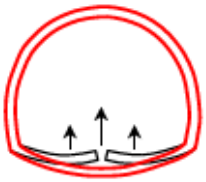
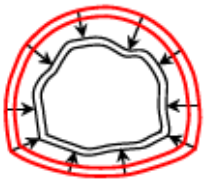
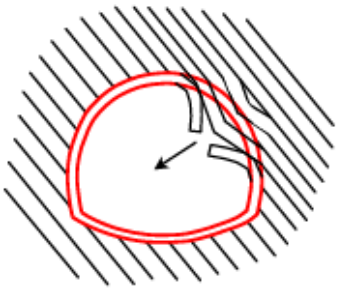
Illustration (exemple)	*Intitulé*	*Période d'occurrence*	*Origine principale du problème*
	Fortes convergences initiales	Construction	Forte déformabilité du massif et / ou faible résistance entraînant une plastification
	Instabilités de blocs	Construction	Structure du système de fissuration, résistance relative des joints et de la matrice
	Débourrages	Construction	Faible résistance du massif, pressions d'eau importantes, zone de contact géologique
	Autres instabilités du front de taille	Construction	Faible résistance du massif, pressions d'eau importantes

Illustration (exemple)	*Intitulé*	*Période d'occurrence*	*Origine principale du problème*
	Hors-profils divers	Construction	Délitage ou flambement de roches sédimentaires, tenue insuffisante avant pose du soutènement, venues d'eau localisées
	Venues d'eau	Construction et service	Infiltrations depuis le massif aquifère
	Soulèvement du radier	Construction et service	Gonflement par imbibition, rééquilibrage des pressions interstitielles
	Fortes convergences différées	Construction et service	Fluage, gonflement, rééquilibrage des pressions interstitielles
	Déformation localisée du soutènement / revêtement	Construction et service	Anisotropie du massif, flambement, glissement ou cisaillement de bancs, défauts ponctuels

I.4 Types de soutènement et revêtement

I.4.1 Types de soutènement

a) Soutènement provisoire (Pré soutènement)

Les déformations engendrées par le creusement d'un tunnel prennent naissance en avant du front de taille. La nécessité de limiter l'ampleur des mouvements du terrain ou la maîtrise de la stabilité de l'excavation peuvent, de ce fait, nécessiter une intervention de renforcement du terrain au front de taille ou en avant du front de taille. On distingue les méthodes suivantes pour le renforcement de front de taille.

- **La voute parapluie**

C'est une méthode qui consiste à introduire dans la roche à partir de front de taille des barres ou tubes métalliques quasi parallèles à l'axe de tunnel d'une longueur de 10-15 m .Les tubes peuvent être soit foulés, soit scellés au terrain par injection des coulis. Au fur à mesure de l'avancement le dispositif est complété par la mise en place d'un soutènement constitué souvent de cintres et de béton projeté (Guilloux et al, 1996).

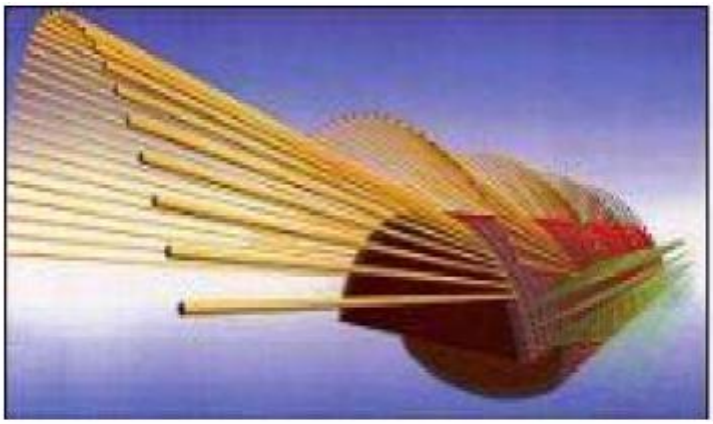


Figure II.11. Voute parapluie (Kitchah, 2012)

- **Pré voûte**

Cette méthode consiste à réaliser l'avancement, à l'aide d'une haveuse, Il s'agit d'une structure de pré-soutènement conçue pour une voûte transversale à la progression du tunnel, la pré voûte est réalisée généralement par la mise en place de béton à l'intérieur d'une saignée réalisée par pré découpa gemécanique (les roches tendres : marnes, calcaires tendres, argiles…).

La création d'une coque à l'aide de colonnes de jet-grouting juxtaposées. L'utilisation du ce dernier permet d'obtenir des prés voûtes de plus grande longueur sous réserve d'une très bonne qualité d'exécution (Guilloux et al, 1996).

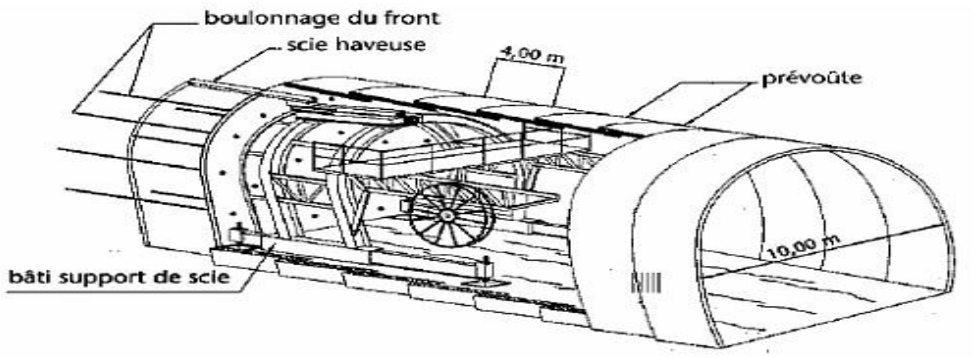


Figure.II.12. Pré voûte par pré découpage mécanique (AFTES)

- **Renforcement du front de taille par des boulons en fibre de verre**

Cette méthode est particulièrement adaptée aux terrains susceptibles d'extrusion ou dans le cas d'excavation en pleine section amenant une surface du front de taille importante. Elle peut être associée à d'autres méthodes de pré-soutènement. Elle consiste à mettre en place une série de boulons en fibre de verre scellés au coulis de ciment dans des forages préalables parallèlement à l'axe du tunnel. La longueur des boulons, principalement limitée par les conditions de mise en œuvre, est en général de 1,5 à20 m, avec un recouvrement entre deux séries successives de boulons (Guilloux et al, 1996).

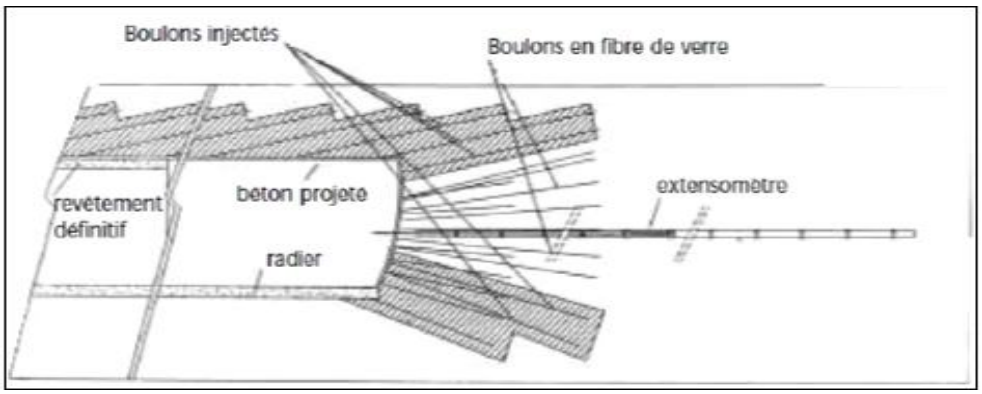


Figure II.13. Renforcement du front de taille par des boulons en fibre de verre (Lunardi, 1997)

b) Soutènement définitif

Selon leur mode de fonctionnement les soutènements sont classés en quatre catégories principales :

- ✓ **Les soutènements agissant à la fois par confinement, et comme armature du terrain encaissant**

- **Le boulonnage**

C'est une technique légère de soutènement, utilisée en premier lieu en mines souterraines, puis développée dans d'autres industries, tunnels, etc.

Nous distinguerons trois types principaux de boulons en les classant selon la manière dont ils adhèrent au terrain (Jacques, 1998) :

- **Les boulons à ancrage ponctuel**

Ce sont les plus anciens : ils comportent une tige fixée au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige sur la paroi. Puis on serre l'écrou de tête du boulon sur une plaquette.

Cependant, il faut s'assurer que l'ancrage ne glisse pas dans le trou, et les risques de corrosion sont éliminés. Donc l'utilisateur prévoie une injection (ciment) dans le trou pour enrober la tige, cela pour obtenir une bonne mise en tension du boulon (précontrainte).

Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures et même fissurées.

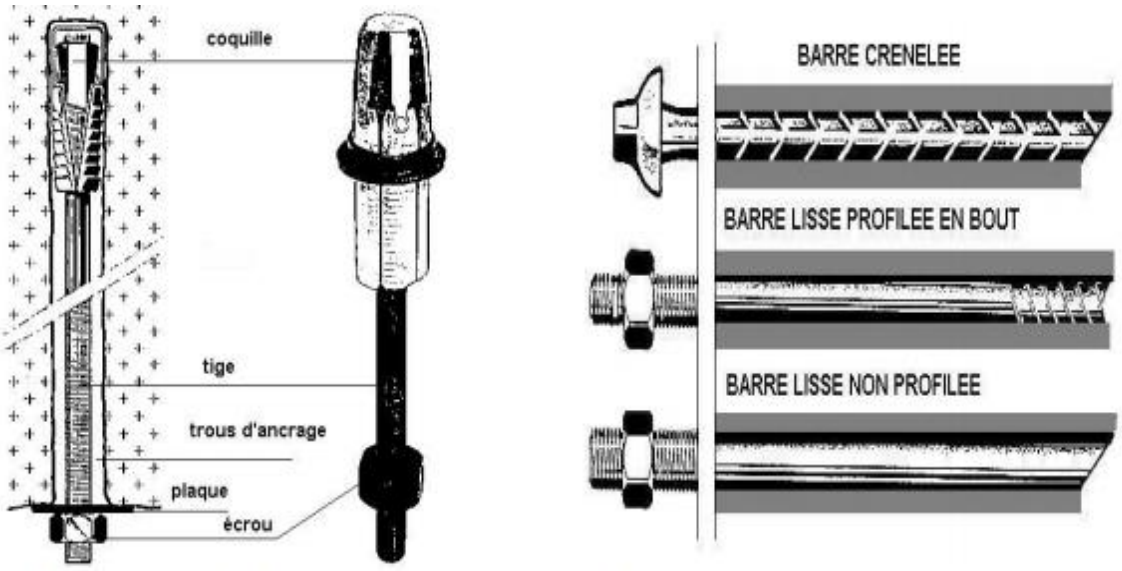
- **Les boulons à ancrage réparti**

Un boulonnage à ancrage réparti est une tige que l'on place dans un trou et que l'on scelle au terrain sur toute sa longueur au moyen d'un moyen de scellement : résine ou ciment.

Une plaque est fixée par un écrou et serrée contre la paroi bien que cette plaque ne soit pas essentielle au fonctionnement du boulon.

Les tiges que l'on utilise sont :

a. Tiges lisses ;
b. Tiges crénelées ;
c. Tiges filetée ;
d. Tiges forgée ;



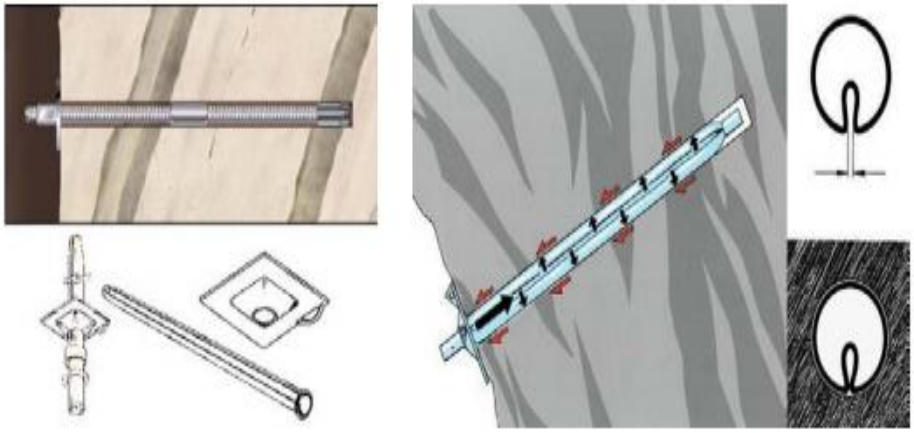
a. Boulons à coquille d'expansion **b. Boulons à ancrage réparti**

Figure II.14. Les boulons à ancrage ponctuel et réparti

(Ancrall et Lenoir. in Jacques, 1998).

- **Les boulons à friction**

Les boulons dits à friction sont des structures métalliques introduites dans un trou et dont la liaison avec le terrain est assurée par le frottement entre la roche et l'acier. On trouve sur le marché deux types de boulons fonctionnant selon ce principe : le Split-set et le Swellex.



a. Split-set (d'après la société Ingersoll-Rand) b. Swellex (d'après la société Atlas-Copco)

Figure II.15. Les boulons à friction (Purwodihardjo, 2004)

❖ **La façon du réaliser un ancrage**

- **Par un dispositif à expansion**

Lorsqu'on exerce un effort de traction sur la tige, des coquilles s'écartent et viennent en butée sur les parois du trou.

- **Par un dispositif à une substance de scellement**

Cette substance de scellement est la résine ou ciment. Si le scellement est réalisé sur toute la longueur du boulon, on a alors affaire à un ancrage répartie.

✓ **Les soutènements agissant à la fois par confinement de terrain encaissant**

- **Le béton projeté**

L'utilisation de béton comme mode de soutènement en souterrain, il est considérablement développé au cours des dernières années. D'une composition spécifique adaptée à l'usage qui lui en est fait, son épaisseur est variable en fonction du terrain et de l'ordre d'une vingtaine de cm.

Il a deux principaux usages :un role protecteur (forme d'une coque mince adoptant la géométrie de terrain ,elle empéche l'altération des blocs de roche ou de sol et de se détacher de la paroie),un role structurant (il consiste à améliorer les capacités de la résistance de terrain encaissant (reprend les charge isssue de terrain ,role de confinement)(Kheffache T, 2007).

L'opération consiste à projeté le béton sur les parois de tunnel à l'aide d'une lance.le béton projeté peut étre projeté seul ou associé à des boulons et des cintres légers ,à des panneaux de treillis soudé et/ou des fibres métalliques ,lui conférant ainsi une certaine résistance en traction et en cisaillement.

La technique de souténement combainant le béton projeté et boulons est utilisées dans la plupart des chantiers des tunnels vue ca grande efficacité.Il constiue que ce que on apple la méthode de construction avec souténement immédiat qui est connue sous le nom de NATM.

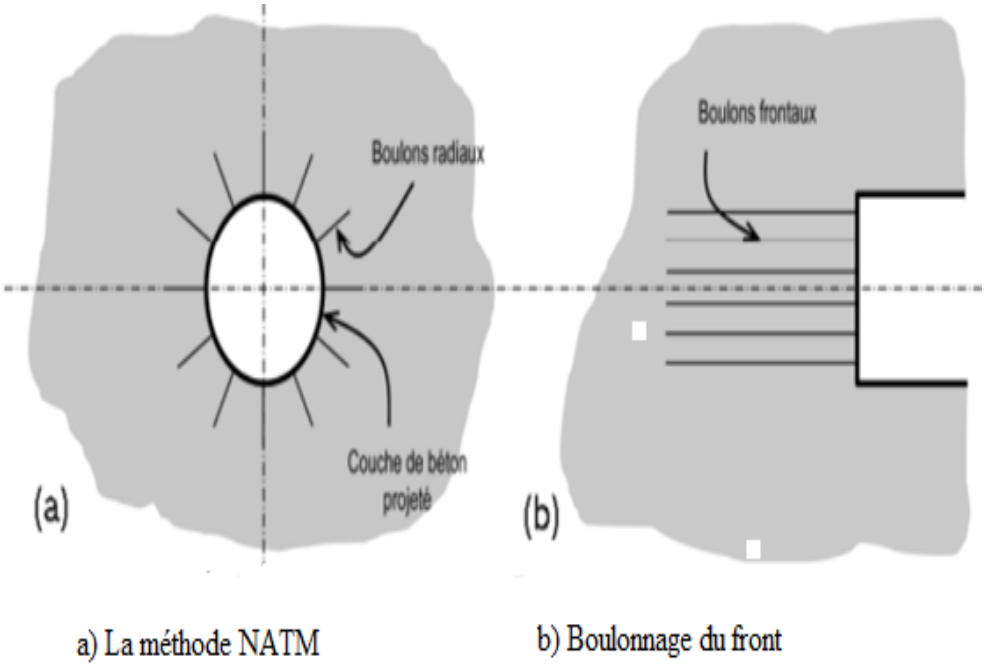


Figure II.16. Application de la méthode NATM (Martin et al, 2012)

✓ **Les soutènements agissant par supportage**

- **Les cintres**

Les cintres constituent une ossature en forme d'arc disposés selon la section transversale du tunnel. Ils peuvent être constitués, en profil métalliques, en treillis métalliques. .Il est de plus en plus fréquent de réaliser le blindage avec un béton projeté

armé d'un treillis soudé. Cette méthode où les cintres métalliques traditionnels sont associés au béton projeté limite la décompression du terrain après excavation et augmente l'efficacité du soutènement.

Le soutènement par cintre comprend (Martin et al, 2012) :

- **Les cintres légers**

Ils présentent une capacité de portance relativement limitée. Leur faible poids les rend plus facile à la manipulation et à la mise en place. Ils ne peuvent être utilisés qu'au titre de protection provisoire du personnel. Ces cintres sont utilisés dont les cas suivants :

- Dans les tunnels de petit diamètre (5 à10m excavé) ;
- En association avec les ancrages et le béton projeté ; le cintre est alors suspendu aux ancrages et son rôle consiste à repartir les efforts entre les têtes de boulons.

Figure II.17. Les cintres légers (Ziane et al, 2016)

- **Les cintres réticulés**

Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures beaucoup plus résistantes qu'un simple treillis soudé. Dans

la plupart de temps ces cintres sont constitués de 3 aciers reliés entre eux par des aciers de plus faible section et facilement cintrables à la forme de l'excavation.

- **Les cintres lourds**

Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur (pelle équipée spécialement pour cet usage). Entre chaque élément métallique, il se crée une voûte de terrain qui suffit pour reporter les charges. On réalise parfois un blindage entre les cintres pour trois raisons principales :

- Pour éviter que le terrain ne s'éboule sous le voûtain (rôle protecteur) ;
- pour répartir les charges sur les éléments porteurs lorsque le terrain ne permet pas d'avoir un effet de voûte suffisant (blindage lourd) ;
- pour éviter un effet "domino" en cas d'effondrement au front de taille (rôle d'écartement et de maintien). Le blindage est réalisé le plus souvent par un remplissage de béton (projeté ou coffré).

Figure II.18. Les cintres lourds de tunnel 4 de Kherrata (Ziane et al, 2016)

❖ **Les modes d'action de soutènement**

Ces modes pouvant intervenir ensemble ou séparément suivant le type de soutènement et le terrain :

- Le soutènement retient les blocs lâches (rôle de support) ;
- Le soutènement applique une contrainte de confinement sur le terrain ;
- Créer une armature interne dans le terrain ;

II.4.2 Les types de revêtements

Lorsque l'excavation sera stabilisée par le soutènement, le revêtement peut être mis en place afin de sécuriser l'ouvrage, dans les cas ou soit le terrain, soit le soutènement mis en place subit des détériorations. Parmi les revêtements les plus courants, on trouve :

II.4.2.1 Le revêtement en béton coffré non-armé, sans radier

Le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavations et de soutènement. Il s'agit d'un coffrage à l'horizontale, sur roues et pliable pour le faire avancer (Martin et al, 2012).

II.4.2.2 Le revêtement en béton coffré armé, sans radier

Dans certaines circonstances, les effets à long terme sont importants (gonflement ou fluage) qu'il faut fermer le revêtement en réalisant un radier contre –vouté .Ce radier est souvent ferraillé, elle agit comme une voute de tunnel : il clave le profil et permet de « Circulariser », la section pour bénéficier au maximum de l'effet de voute.

II.4.3.3 Le revêtement en voussoirs préfabriqués (Kitchah, 2012)

Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier .Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnées entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau successif.

Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage (coulis).Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier.

II.5 La classification des tunnels tenus compte de l'effet séismique

On tenu compte du risque séismique et la valeur de coefficient d'accélération, les tunnels sont classifiée ont deux groupes :

Groupe 1 : tunnels stratégiques

On distingue :

- Les tunnels autoroutiers,
- Les tunnels sur routes nationales,
- Les tunnels ferroviaires et de métro.

Groupe 2 : tunnels importants

On distingue :

- Les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya ;
- Les tunnels qui se trouvent sur les chemins communaux ou autres voies.

Cette classification préconise les seuils minima de protection qu'un maitre d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenue de la nature et de la destination de l'ouvrage.

L'action séismique est simulée par les forces séismiques qui sont proportionnelles à la masse (W):

- **La force sismique horizontale**

$$\mathbf{F_H = K_H * W} \qquad \textbf{(Eurocod 8, 1998)}$$

- **La force sismique verticale**

$$\mathbf{F_V = K_V * W} \qquad \textbf{(Eurocod 8, 1998)}$$

Les coefficients sismiques K_V et K_H (coefficient vertical, et horizontal) sont directement liés à l'action sismique représentée par l'accélération séismique nominale $a_{N,}$ les formules de ces coefficients sont données par les équations suivantes :

$$\mathbf{k_H = \frac{a_N}{g}} \qquad \textbf{(RPOA, 2008)}$$

$$\boldsymbol{k_v = 0.3\ a_N/g} \qquad \textbf{(RPOA, 2008)}$$

Le coefficient de l'accélération séismique (A) est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{A = a_N/g} \qquad \textbf{(RPOA, 2008)}$$

a_N : L'accélération séismique nominale ;

g : accélération gravitationnelle (10 m/s^2) ;

Conclusion

Le choix des méthodes et techniques de creusement des tunnels repose sur plusieurs paramètres, liés à la qualité du massif, le facteur séismique et la stabilité des massifs rocheux. Ces paramètres permettant le choix des types de soutènement et de revêtement adéquat qui assurent la stabilité et la sécurité de l'ouvrage à long terme.

Chapitre III

La théorie des blocs pour l'analyse de la stabilité d'un tunnel

Introduction

L'analyse de la stabilité des blocs formés lors de creusement des excavations à ciel ouvert ou souterraines dans des roches dures et fracturés par les discontinuités nécessite une approche tridimensionnelle appelée théorie des blocs. Beaucoup d'applications de conception ce base sur la théorie des blocs tel que celle de Rocscience (Swedge, Unwedge).

Dans notre projet on s'intéresse sur le logiciel Unwedge qui est utilisé pour la modélisation et la conception des ouvrages en souterrain.

III.1 La théorie des blocs

C'est une théorie qui a été développé par R. E. Goodman et G. H. Shi (1985), elle est utilisée en mécanique des roches afin de décrire la stabilité des excavations souterraine et à ciel ouvert des mines, et de génie civil creusé dans un massif rocheux dure comprenant des blocs.

Elle se base sur la méthode d'équilibre limite et le concept des blocs clés, elle fait appel à la projection stéréographique, à la géométrie descriptive et le calcul des vecteurs. Elle permet l'identification des blocs clés et les blocs potentiellement instables, dont elle attire des conclusions concernant la stabilité des blocs (prendre en considération les mouvements des blocs seulement et n'évalue pas d'autres types de mouvement (glissement de terrain, etc. …)) et la conception de soutènement.

III.1.1 La théorie des blocs clés

Un bloc clé est tout bloc fini, amovible et potentiellement instable (Goodman et al, 1985).

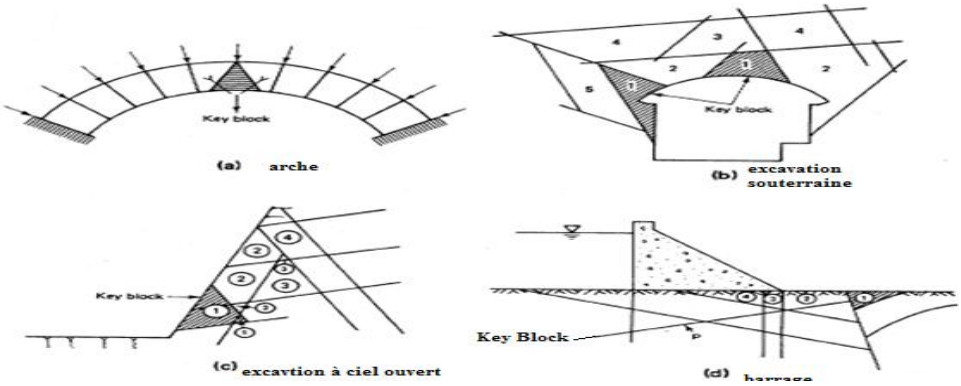


Figure III.1. Les blocs clés formés dans différentes excavations (Goodman et al, 1985)

III.1.2 Les caractéristiques de la théorie des blocs clés

La théorie des blocs clé se base sur deux caractères :

1. Caractère fini

Un bloc, ayant au moins une face libre, est fini si et seulement si, l'intersection des plans limitant l'excavation et des plans de discontinuités formant un bloc (Goodman et al, 1985).

2. Caractère de l'amovibilité

Un bloc est amovible s'il existe une direction suivant laquelle un mouvement est cinématiquement possible. Le mouvement n'est possible que si la configuration géométrique de l'emplacement du bloc, au sein du massif, le permet, alors le bloc glisse sur une ou plusieurs de ses faces et se décolle des autres (Hantz ,2012).

Mathématiquement l'amovibilité d'un bloc se traduit par la réalisation de lacondition suivante :

$$\overrightarrow{\mathbf{N_i}} * \vec{\mathbf{X}} \leq \mathbf{0} \qquad (\mathbf{1})$$

Tel que :

$\overrightarrow{\mathbf{N_i}}$: Un vecteur normal de chaque ieme face du bloc ;

$\vec{\mathbf{X}}$:Direction de mouvement du bloc ;

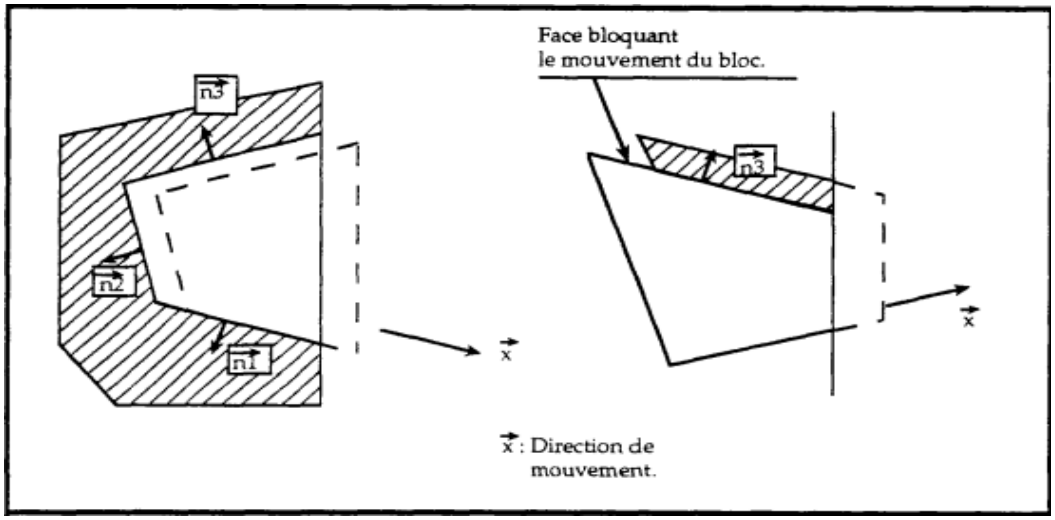


Figure III.2.L'Amovibilité d'un bloc (Tahiri ,1992)

III.2 Les hypothèses de la théorie des blocs

La théorie des blocs se base sur les hypothèses qui suivent :

1. Les surfaces des joints (discontinuités) sont parfaitement planaires afin de décrire la morphologie des blocs par des équations vectorielles linéaires ;

2. Les blocs définis par l'intersection des discontinuités sont supposés rigides cela veut dire qu'on ignore tous les déformations des blocs ;
3. La prise en considération des propriétés de résistance des discontinuités s'avère importantes dans l'analyse de la stabilité des blocs ;
4. On suppose que les discontinuités et les surfaces d'excavation sont déterminées comme paramètres d'entrée. Si les orientations des ensembles communs sont effectivement dispersées au sujet d'une tendance centrale, une certaine direction devra être prise comme représentant de l'ensemble ;
5. Les orientations, pendages et caractéristiques géométriques et mécaniques des joints sont donnés d'une façon déterministe ;
6. Seulement les blocs tétraédriques formés par l'intersection de trois joints sont prises en considération ;
7. Seulement le mouvement des blocs par translation et par rotation (mouvement cinématique) sont prises en considération.

III.3 La modélisation d'un massif rocheux par la théorie des blocs

Le massif rocheux est délimité par des surfaces libres planes (plans d'excavation) et découpé en blocs par des discontinuités planes fermées (joints). Les joints sont répartis en familles de plans parallèles. La situation de ces plans dans l'espace n'est généralement pas connue. Un plan d'excavation délimite 2 demi-espaces : un demi-espace vide et un demi-espace rocheux. Un joint délimite 2 demi-espaces rocheux, notés 0 et 1 (0 pour celui qui est au-dessous, 1 pour celui qui est au-dessus).La matrice rocheuse est supposée suffisamment résistante pour qu'il n'y ait pas de rupture des blocs (Hantz ,2012).

Dans le cadre d'une modélisation et d'une étude de stabilité des massifs rocheux constitués par des blocs, on peut généralement distinguer l'ensemble des points suivants :

- Détermination de l'orientation moyenne et du pendage moyen significatifs de la famille de discontinuités (analyse structurelle) ;
- Identifier les blocs amovibles (ou déplaçables), c'est à dire les blocs pouvant être déplacés par rapport au massif sous l'effet de la résultante des forces actives. Pour une surface d'excavation donnée (constituée d'un ou plusieurs plans), ils sont définis par rapport aux familles de joints qui les délimitent ;
- Le calcul du coefficient de sécurité ;

- Le calcul du renforcement nécessaire pour un bloc instable pour obtenir un facteur de sécurité acceptable.

III.3.1 Outils de la théorie des blocs

L'identification des blocs amovibles et la détermination de leurs modes d'instabilité nécessite de définir précisément l'ensemble des directions possibles de déplacement d'un bloc. Pour cela, Goodman et Shi ont introduit les notions de pyramide de joints et de pyramide d'excavation.

a. Pyramide d'excavation

La pyramide d'excavation associée à une surface rocheuse convexe (PE) est l'intersection des demi-espaces rocheux définis par les plans d'excavation (ces derniers sont inclus dans la PE).Elle représente l'ensemble des directions non issues d'un point quelconque du massif (c'est à dire l'ensemble des directions qui ne recoupent pas la surface libre). La notion de pyramide d'excavation est illustrée dans un espace à deux dimensions (Hantz, 2012).

b. Pyramide des joints

Les familles de discontinuités du massif rocheux définissent, dans l'espace vectoriel, des pyramides appelées pyramides de joints (PJ). Ces pyramides deviennent des dièdres s'il n'y a que deux familles, et des demi espaces s'il n'y en a qu'une. Pour distinguer les deux demi-espaces définis par une famille non verticale, on notera 0 pour le demi-espace inférieur et 1 pour le demi-espace supérieur. Les 4 PJ définies par deux familles sont notées 00, 01, 10 et 11. Un bloc correspondant à la PJ 01 est donc limité vers le haut par un joint de la famille n°1 et vers le bas par un joint de la famille n°2. En général, trois familles de joints définissent 8 PJ, notées 000, 001, 010, 111, 011,111,101,110.La pyramide de joints associée à un bloc (PJ) est l'intersection des demi-espaces intérieurs au bloc, définis par les joints délimitant ce bloc (ces derniers sont inclus dans la PJ). délimitée par au moins 2 plans (Hantz, 2012).

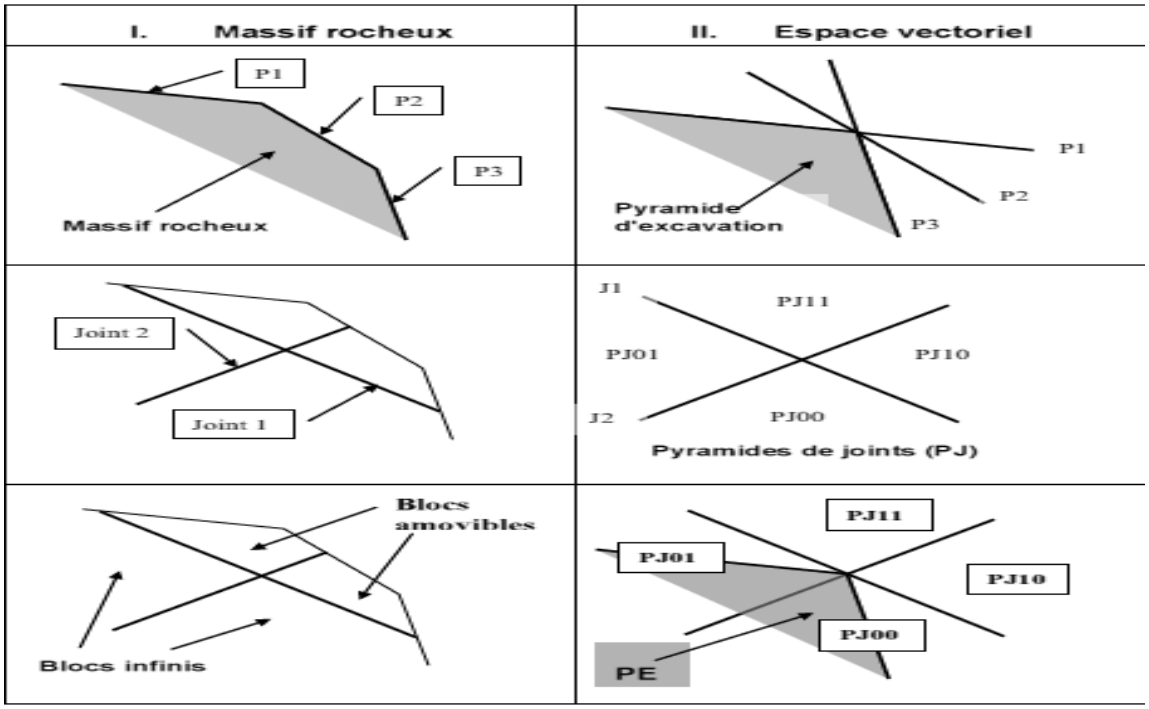


Figure III.3. Illustration des règles d'amovibilité et définition de la pyramide d'excavation (PE) et des pyramides de joints (PJ) (Hantz ,2012)

III.4 L'application de la théorie des blocs dans le cas des tunnels

Le massif rocheux est divisé par un réseau de discontinuités en un ensemble de blocs, le mouvement d'un simple bloc (bloc clé) peut déclencher des ruptures complexes. Dans certains cas le danger se présente par un seul bloc, de taille importante. Le creusement d'un tunnel dans le massif rocheux crée des surfaces libres à l'intérieur dont un nombre de blocs clés par leurs géométries sont susceptibles de se déplacer vers le vide et peuvent entrainée la chute d'une partie ou de la totalité des blocs de massif. Pour empêcher la chute des blocs il faut les stabilisés tout en se basant sur la théorie des blocs clé proposé par Goodman et Shi qui consiste à la détermination des blocs clé qui mettent en danger la stabilité de tunnel.

III.4.1 Les mouvement des blocs dans un tunnel

Suivant la résultante des forces exercées sur les blocs à savoir leurs poids propre, les forces hydrauliques, trois mouvements des blocs sont possibles :

- la chute directe : le bloc décolle de toutes ses faces, la chute est due à la force de pesanteur ;

- le glissement sur une face : le bloc se détache alors, de toutes les autres faces, la direction de glissement appartient au plan de la face en question et aucune des autres faces ne s'oppose à cette direction ;
- le glissement sur deux faces : la direction du glissement est celle de l'arête commune aux deux faces. Le bloc se détache de toutes les autres faces.

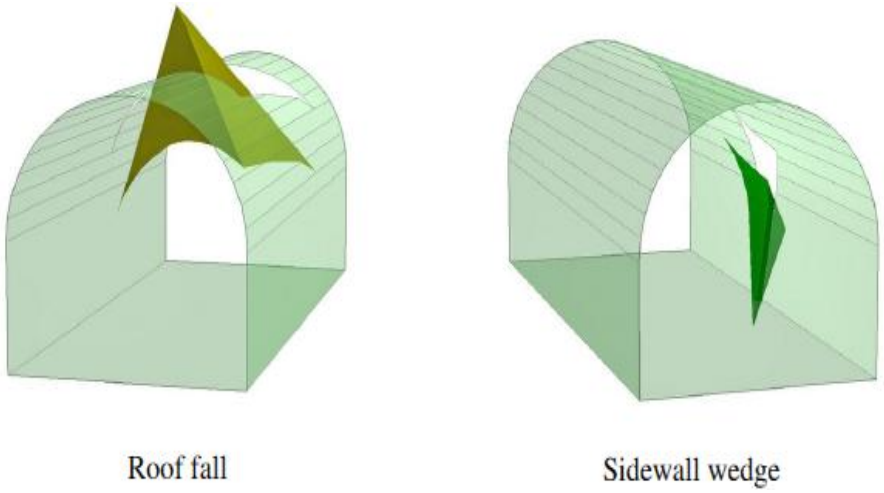


Figure III.4. Types de mouvement des blocs dans un tunnel (Hoek et al, 2000)

III.4.2 Les blocs qui forment autour d'un tunnel

On distingue deux catégories de blocs (Goodman et al, 1985) :

1. Blocs infini : c'est un bloc inamovible d'une forme non conique, il ne présente pas un danger pour l'excavation, il peut causer des fissurations internes parce que il est le résultat d'intersection des discontinuités de grandes persistances.
2. Blocs finis : ce sont des blocs amovibles, d'une forme conique. Shi a réalisé un diagramme qui résume les deux groupes suivants :
    a) Blocs amovibles (Type I , II et III);
    b) Blocs inamovibles (Type IV,V,VI);

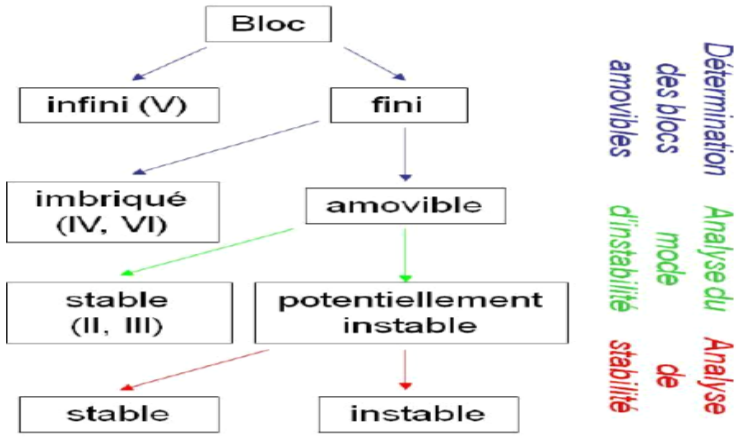


Figure III.5. La description des blocs (Goodman et al, 1985)

III.4.3 Les types des blocs

- Les blocs de type I : ils présentent les blocs instables qui se trouvent au mur et au toit qui peuvent glissés ou tombés respectivement appelés blocs clés ;
- Les blocs de Type II : ils présentent les blocs potentiellement instables, ils peuvent être stables sous l'effet d'un frottement insuffisant ;
- Les blocs Type III : ils présentent les blocs stables même sans frottement ;
- Les blocs Type IV: ils présentent les blocs coniques ;
- Les blocs Type V : ils présentent les blocs infinis inamovibles ;
- Les blocs Type VI : ils présentent les blocs finis formés par plus de trois discontinuités.

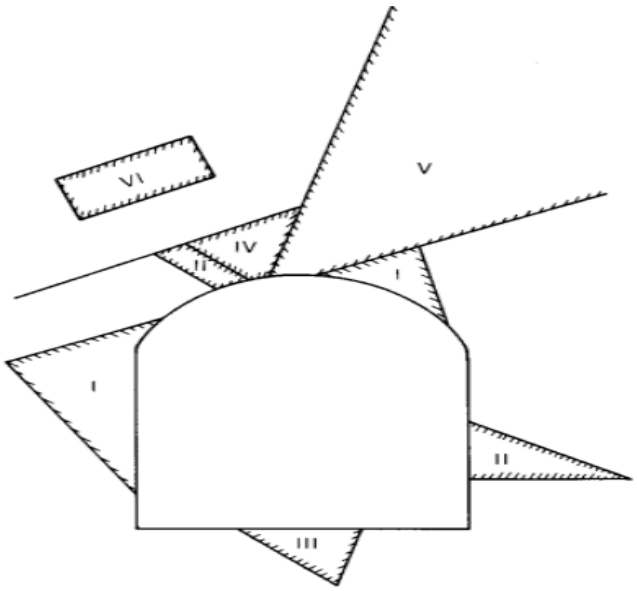


Figure III.6. Types des blocs qui entourent une excavation souterraine (Goodman et al, 1985)

III.4.4 La présentation de logiciel Unwedge

Unwedge est un logiciel d'analyse et de visualisation en trois dimensions de la géométrie et de la stabilité des blocs formés aux parois des excavations souterraines (mines, tunnels). Pour l'analyse de chaque bloc formé par l'intersection de trois discontinuités, les blocs sont considérés comme étant sollicités par la gravité seulement. Le champ de contraintes in situ de massif rocheux n'est pas pris en compte (Grenon, 2000).

III.4.4.1 L'objectif du logiciel Unwedge

Unwedge offre la possibilité d'étudier :

- les facteurs de sécurité des blocs potentiellement instables ;
- L'influence du soutènement sur le facteur de sécurité ;
- L'utilisation des différents types de boulons ;
- L'utilisation de béton projeté (seul ou en combinaison avec des boulons) ;
- L'influence de contrainte in situ hors gravité sur la stabilité des blocs ;
- Déterminer le bloc critique potentiellement instable parmi les blocs qui entourent l'excavation.

III.4.4.2 Limites d'utilisation du logiciel Unwedge

- Unwedge est utilisé pour l'estimation de la stabilité des blocs formé seulement dans des excavations souterraines creusées dans un massif rocheux dur ;
- Il considère que toutes les discontinuités présentes dans le massif rocheux sont parfaitement planaires, ubiquistes et de longueur infinie ;
- Les caractéristiques de discontinuités considérées par le logiciel ne présente pas la dimension réelles des blocs rocheux ;
- Unwedge considère que les blocs sont sollicités seulement par leur gravité, il néglige l'influence des autres types de contraintes sur la stabilité des blocs formés.

III.4.4.3 La théorie utilisée par le logiciel Unwedge

a) Le facteur de sécurité

C'est le rapport entre les forces résistances et les forces actives, il est donnée par :

$$\boldsymbol{FS = \frac{\sum \textbf{forces résistantes (la résistance au cisaillement, le soutènement)}}{\sum \textbf{forces actives (l'eau, l'effet seismique, le poids)}}}$$

Le logiciel Unwedge calcul trois types de facteur de sécurité :

- Facteur de sécurité de chute des blocs (F_f : Falling factor of safety)

C'est un facteur de sécurité particulier dont ça valeur est inférieur à 1.5 (forces actives sont supérieur à la force résistante au cisaillement), qui cause la chute des blocs alors seul le soutènement passif et la résistance à la traction peuvent agir pour résister au mouvement des blocs.

- Facteur de sécurité avant soutènement (F_u : Unsupported factor of safety)

C'est un facteur de sécurité qui est calculé avant l'emplacement d'un soutènement par prise en considération de la résistance au cisaillement et à la traction qui peuvent agir pour résister au mouvement des blocs.

- Facteur de sécurité après soutènement (F_S : Supported factor of safety)

C'est un facteur de sécurité qui est calculé après l'emplacement d'un soutènement passif. Le facteur de sécurité qui représente la stabilité d'un bloc est la valeur maximale des trois facteurs :

$$F=MAX\ (F_f\ F_u\ F_S) \qquad (2)$$

III.4.4.4 Les critères de la résistance au cisaillement des joints dans Unwedge

a) Critère de résistance Mohr-Coulomb

La résistance au cisaillement d'une discontinuité lisse est généralement décrite par le critère de Mohr-coulomb défini par une cohésion et un angle de frottement.

La résistance au cisaillement des joints est donnée par la formule suivante :

$$\tau_i = C_i + \sigma_{n_i} \tan \phi_i \qquad (3)$$

τ_i : La résistance au cisaillement de joint i ;

C_i : La cohésion de joint i ;

σ_{n_i} : La résistance normal de joint i ;

ϕ_i : L'angle de friction de joint i ;

b) Critère de résistance Barton-Bandis (1990)

On établit un modèle afin d'approcher le comportement tangentiel d'un joint (JRC-JSC).

$$\tau_i = \sigma_{n_i} \tan \left[JRC_i \log_{10} \left(\frac{JCS_i}{\sigma_{n_i}} \right) + \phi_{b_i} \right] \qquad (4)$$

τ_i : La résistance au cisaillement de joint i ;

JRC_i : Coefficient de rugosité de joint i ;

JCS_i : Coefficient de la résistance à la compression de joint i ;

σ_{n_i} : Résistance normal de joint i ;

ϕ_{b_i} : Angle de friction de base de joint i ;

c) Critère de résistance Power Curve (Miller 1980)

$$\boldsymbol{\tau_i = C_i + a_i(\sigma_{n_i} + d_i)^{b_i}} \qquad (5)$$

τ_i : La résistance au cisaillement de joint i ;

a_i, b_i, c_i, d_i : Paramètres de résistance ;

σ_{n_i}: Contrainte normal de joint i ;

III.4.4.5 Les étapes de modélisation par Unwedge

1. Le choix de l'unité de mesure des contraintes (métrique, anglo-saxonne) ;
2. La Définition de la section d'excavation souterraine (avec importation (fichier DXF), ou dessiner la section tout en cliquant sur l'option Add opening) ;
3. Entrer des données suivantes :
    - Sur la fenêtre General on :
        - Saisi les propriétés de tunnel (l'orientation de l'axe de tunnel : direction/pendage),
        - Choisit la valeur du facteur de sécurité qui présente l'état limite (FS=1.5) ;
        - Définie les propriétés de la roche qui entourent le tunnel (le poids volumique moyen des roches = 2.7 t/m^3, le poids volumique de l'eau =0.981 t/m^3);
        - Saisi la valeur de facteur séismique de la région où on envisage le creusement du tunnel (étude dynamique à long terme) ;

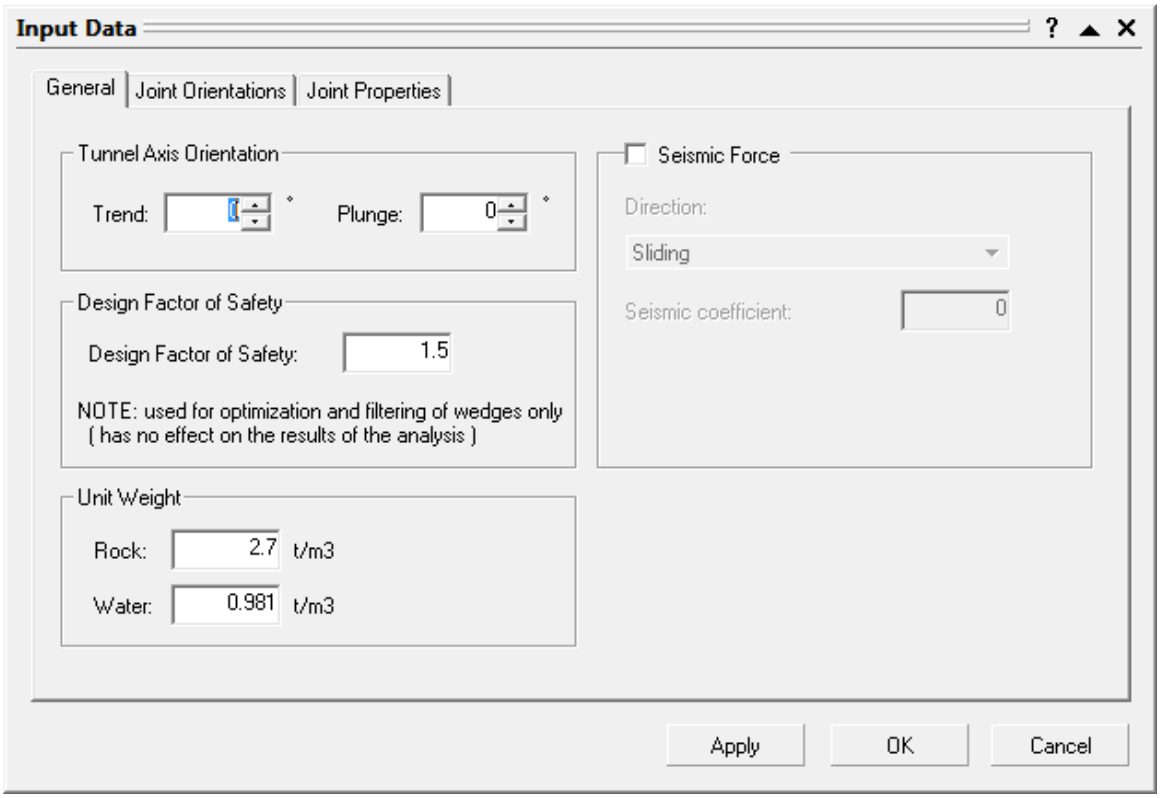


Figure III.7. Saisir les paramètres généraux (Logiciel Unwedge3.0)

- Sur la fenêtre Input Data Joint Proprieties on détermine :
  - Les propriétés des joints (par défaut on a deux types de joint (cas d'un joint rugueux(c=1t/m^2,φ=35^o), cas d'un joint lisse (c=0 t/m^2,φ=20^o)),

– Le model de la résistance au cisaillement approprié aux joints ;

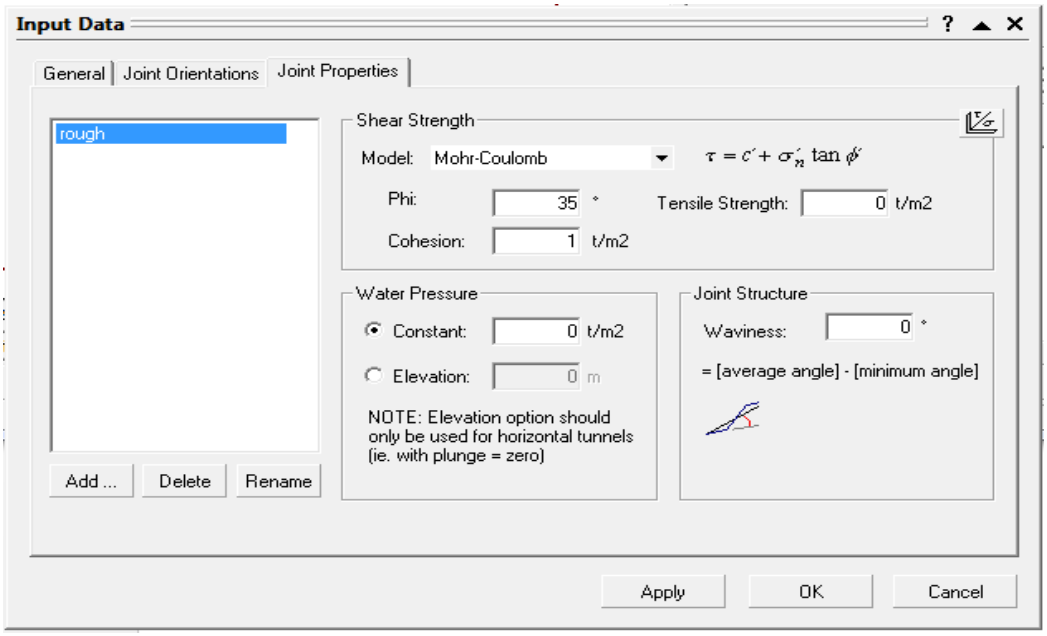


Figure III.8. Définir les propriétés des joints (Logiciel Unwedge3.0)

Sur la fenêtre joint orientation on définie

– l'orientation des discontinuités (pendage/ direction de pendage) et on affecte chaque propriété au joint approprié ;

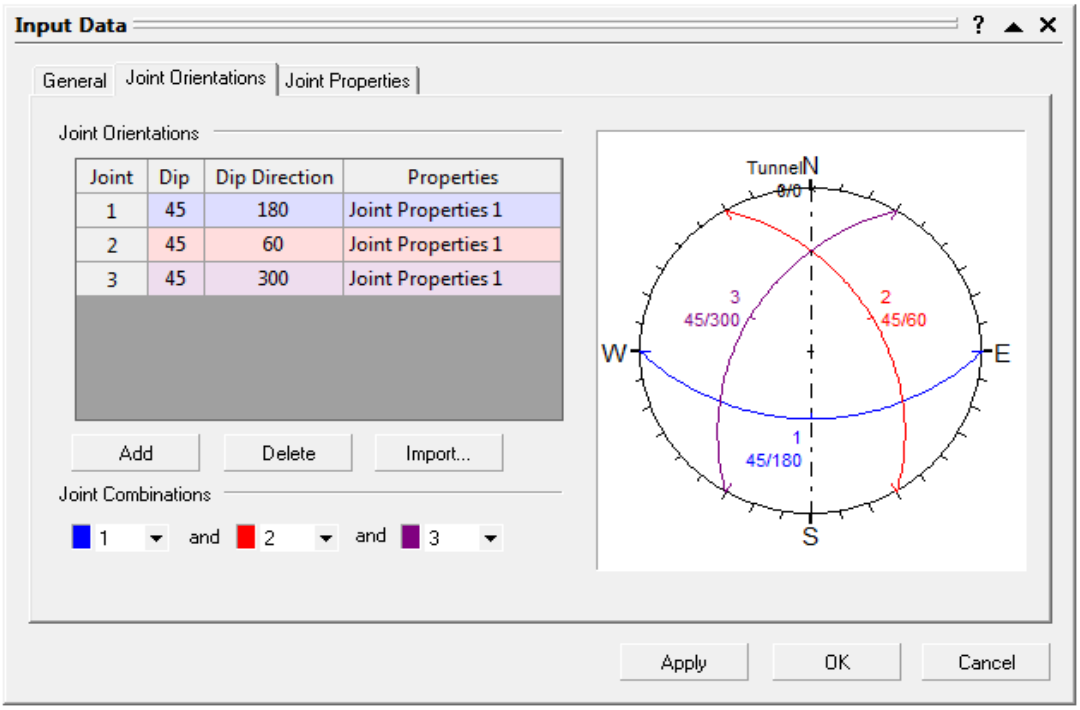


Figure III.9. Définir les orientations des joints (Logiciel Unwedge3.0)

4. Le Scale des wedges : détermination de l'échelle des blocs tenue compte de la persistance des joints et d'autres paramètres tels que la longueur de l'excavation envisagé pour la modélisation ;

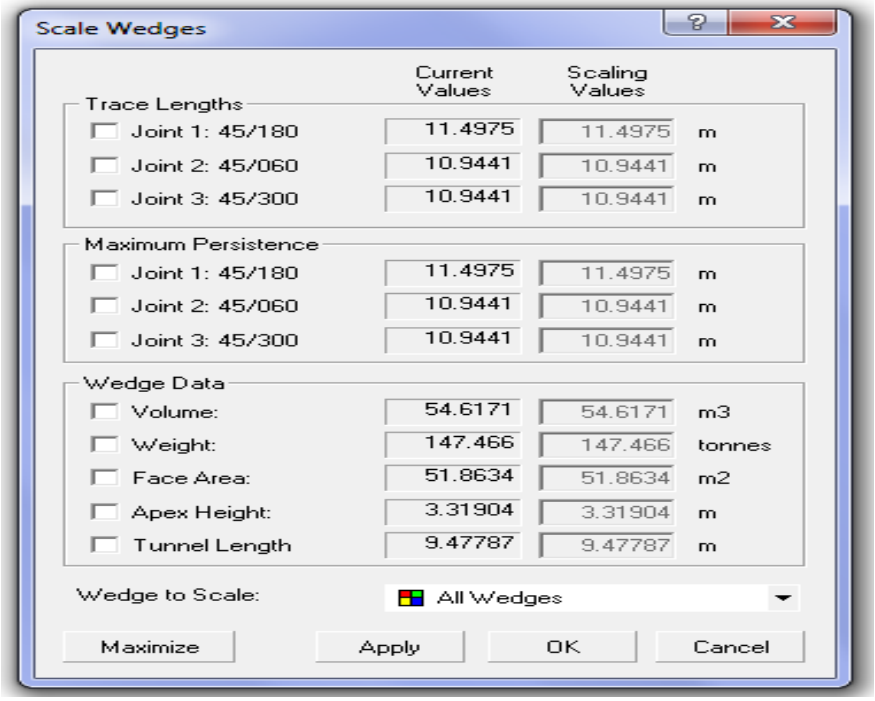


Figure III.10. Les paramètres de détermination de l'échelle des blocs (Logiciel Unwedge3.0)

5. La détermination des blocs potentiellement instables et critiques tout en se basant sur la valeur de facteur de sécurité ;
6. l'emplacement de soutènement adéquat (boulons, béton projeté) pour stabiliser les blocs critiques et potentiellement instables après analyse de la stabilité des blocs entourant l'excavation par l'évaluation de facteur de sécurité tenant compte de l'effet gravitationnel uniquement ;

Conclusion

La théorie des blocs est une méthode pour la détermination des blocs les plus critiques entourant un tunnel tenu compte de la direction de tunnel, la forme de ca section ainsi que les propriétés géométriques (orientations) et mécaniques des joints tout en utilisant le logiciel Unwedge, à travers cette théorie ce logiciel a la possibilité de la modéliser un tunnel et la recommandation de soutènement qui assure la stabilité des blocs.

CHAPITREIV

Le cadre géologique de site d'étude

Introduction

Avant tout caractérisation d'un site donné, une étude géologique doit être en préalable afin de connaitre et identifier les faciès géologique, l'hydrogéologie et la tectonique de notre zone d'étude.

Cette analyse a été réalisée à la base des rapports, études géologiques antérieurs et des données recueillis sur terrain de la zone de Kherrata.

IV.1 La situation géographique et cadre géologique général de la région de Kherrata

IV.1.1 Le cadre géographique

La région de Kherrata est située à 200 kilomètres de l'est d'Alger, Sa géographie montre un relief montagneux accentué qui s'agit de Djebel Babors dont son altitude atteint 2004 m.

De point de vue administratif, la région appartienne à la wilaya de Bejaia, éloignée d'environ 58 km de sud-est et à 50 km au nord-ouest de Sétif, relié à Châbat El Akra. Cette zone est localisée par les coordonnées UTM suivants :

X : 703105

Y : 4013247

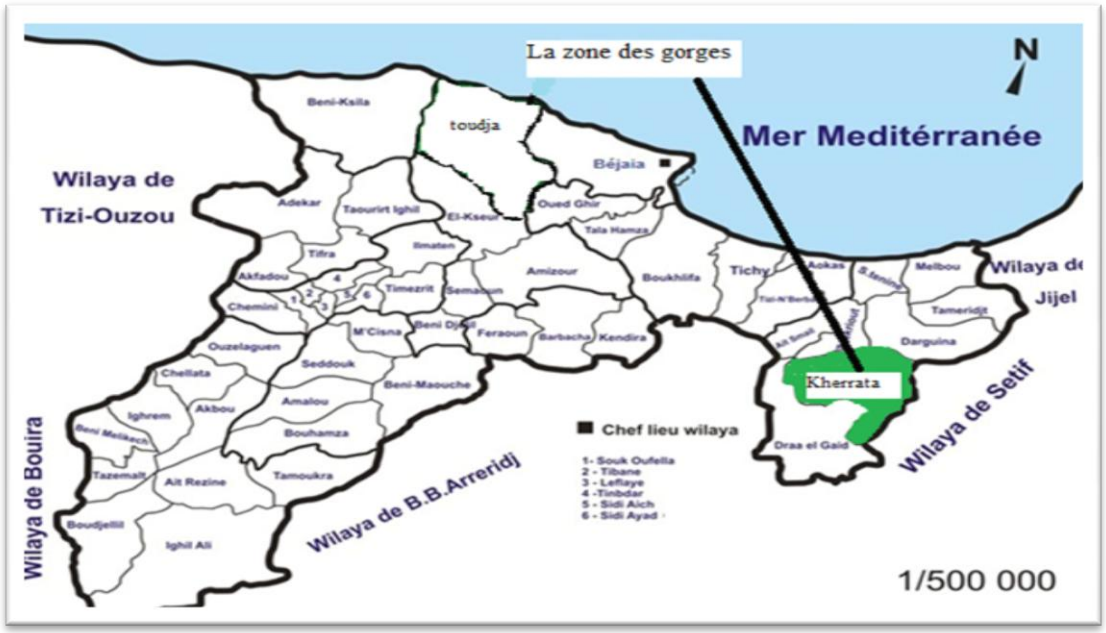


Figure IV.1. Carte de situation géographique de Kherrata

IV.1.2 Le cadre géologique

IV.1.2.1 Le cadre géologique régionale de Kherrata

La région de Kherrata appartienne au domaine tellien externe dont il est constitué par des séries mésozoïques et cénozoïques, à dominante marno-calcaire ou gréseuse, ça structure tectonique en nappes décollées au-dessus du Trias gypso-argileux, montre une progression vers les unités allochtones présaharien des Hautes Plaines au sud (In Moussaoui ,2011).

Son Massif fait partie de la chaine des Babors, il est localisé au nord de Sétif. Se caractérise par des plissements intenses avec des charnières visibles, des plissements anticlinaux ou synclinaux pressés les uns contre les autres et regroupés en faisceaux parallèles, approximativement dirigés de l'ouest à l'est. Dans l'axe des anticlinaux peuvent apparaître, le trias est l'âge le plus ancien de la région, avec ses argiles rouges ou vertes et ses amas de gypse.

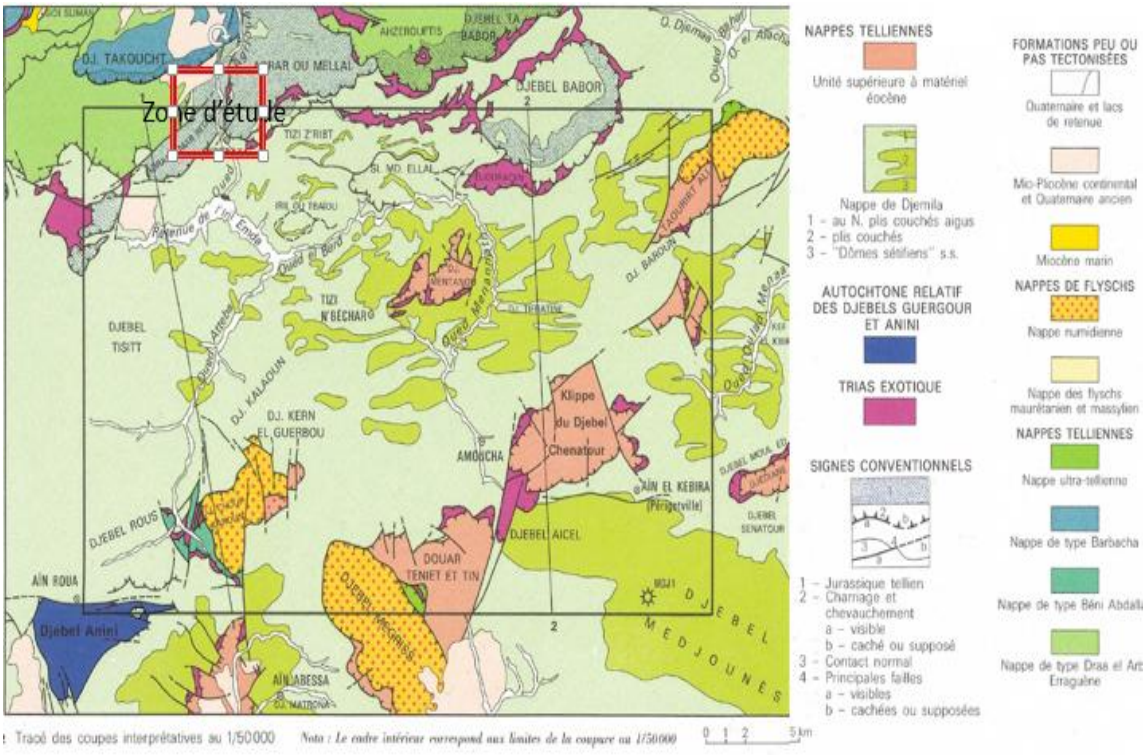


Figure IV.2. Carte géologique de Kherrata

a) La stratigraphie de Kherrata

La stratigraphie de la région est représentée par des séries sédimentaires qui s'étendent du Trias au Quaternaire, qui se présente sous forme d'un empilement de haut en bas de nappes.

b) La morphologie structurelle de Kherrata

L'étude stratigraphique de la feuille de Kherrata montre (Vila, 1980) :

- **Une nappe numidienne**

Elle est constituée par une formation dont l'épaisseur dépasse le kilomètre. Elle se compose de grosses barres de grés grossiers, presque uniquement quartzeux, de teinte claire et de puissance assises pélitiques ou argileuses de teinte grisâtre. Son âge est oligocène vers la base et vers le sommet, elle est datée de la limite Aquitanien terminal Burdigalien inférieur.

La situation structurelle de numidien se présente de deux manières (Hassisene, 1989) :

a) charrié toujours en position supérieure (numidien « nord – kabyle ») ;
b) charrié sur le Tellien (numidien « sud – kabyle ») ;

- **Les unités de formation telliennes**

Le Tell est constitué de séries sédimentaires épaisses à caractère principalement marneux , Les dépôts sédimentaires du Miocène « post-nappes » scellent en quelque sorte les derniers grands mouvements tectoniques à l'origine de la formation des nappes tellienne (Moussaoui N., 2011).Les nappes telliennes de Kherrata sont présentées par la nappe de Beni Abdellah,la nappe Draa El Arbaa-Erraguence (unités Baboriennes médianes), le para autochtone de Djebel Anini et la nappe de Djemila. Cette dernière constitue la principale unité structurale de la région.

IV.2 Contexte seismotectonique de la région

La région Kherrata fait partie de nord sétifien (région des Babors et environs), les Babors ont connu des séismes de magnitude modérée à faible par effet de la convergence des plaques d'Afrique et d' Eurasie , avec un taux de 5mm/an.

L'atlas Tellien forme la partie large de nord, il est caractérisé par des failles et des plis, le régime tectonique de cette partie de la chaîne alpine est dans la plupart du temps de compression depuis le cénozoïque (Chaouche et al, 2006).La répartition des terrains plio-quaternaires et les structures tectoniques dans l'atlas tellien permis de distinguer des décrochements majeur dextre nord-est et senestre vers l'ouest marqué essentiellement par l'apparition de pli-faille de direction NE-SW qui caractérise la zone de Kherrata. La région de Kherrata appartienne à la zone sismique moyenne (zone III) selon la réglementation parasismiques algériennes. Elle est d'une activité intense par rapport aux autres régions

limitrophes par effet d'une faille inverse associée à un anticlinal actif de direction NE-SO, cette faille exerce des contraintes entre les deux blocs de petite Kabylie et de grande Kabylie au niveau de la charnière conduisant à la réapparition des accidents semblable à ceux qui avaient structurés le massif des Babors.

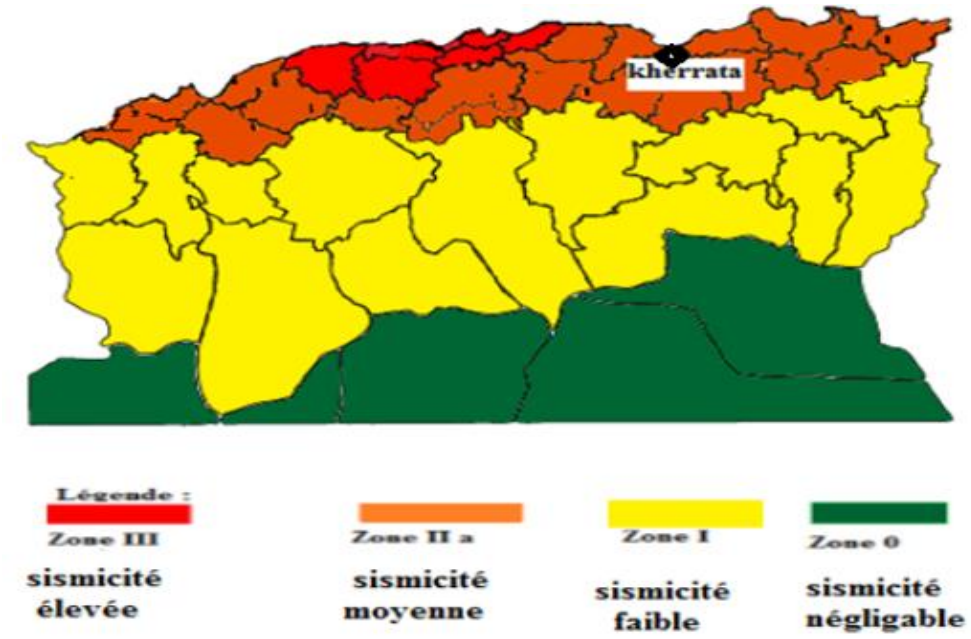


Figure IV.3 Carte de zonage séismique de l'Algérie (RPOA, 2008)

IV.3 Le contexte hydrogéologique de Kherrata

IV.3.1 Le Bassin Versant d'Agrioun

Le sous bassin d'Agrioun appartient aux côtiers constantinois Ouest N°03. Il couvre une superficie de 936 Km^2 et il est limité par les coordonnées géographiques suivantes (Djnba, 2015):

- ✓ Longitude : 5° 31` N - 5°6`N ;
- ✓ Latitude : 36°18`E - 36°41`E ;

Il est constitué de deux parties (Djnba, 2015):

- Agrion en amont

Il comprend :

  - Le sous bassin d'Oued Elbared ;
  - Le sous bassin d'Oued M'barek ;
  - Le sous bassin d'Oued Atteba.

- Agrion enaval

Il comprend:

- Le sous bassin de Bouzazen;
- Le sous bassin de Bousmail;
- Le sous bassin IghzerOuftis.

Le contexte hydrogéologique de Kherrata appartient à l'oued Agrion aval.

IV.4 Le cadre géologique de la zone d'étude

La zone d'étude fait partie de projet d'aménagement des gorges de Kherrata au niveau de la RN9.Elle se trouve dans le nord du tell sétifien dans le massif d'Amar Rhedou (Djermouna) qui se situe au nord-ouest de Kherrata, ce massif est constitué d'une succession des calcaires dolomitisées du jurassique.

L'aire de tunnel N°03d'un pendage NNE est affectée par des déformations montrant des roches fracturées par des failles et diaclases. Le troncon de tunnel N°03 recoupe une succession régulière de calcaire marneux en bancs centimétriques et biomicritiques du jurassique.

Pour déterminer les failles existantes dans le massif ou on envisage le creusement de tunnel N°03 un ensemble de techniques a été prise en considération par la compagne géologique à savoir :

- La détection des failles par l'utilisation des signaux dans les affleurements ;
- La détection des zones de faille à l'étude des diaclases ;
- La détection des failles en se référant à l'oued Agrioun (les différents tronçons des oueds ont la même direction que les failles).

Notre étude a été effectuée précisément au niveau de la partie centrale de tunnel N^{o}3 ,les affleurements de cette dernière comprend des calcaires biomicritques gris clair affectés par des veinules millimétrique remplies de calcite granulaire de couleur blanchâtre et d'oxyde de fer, une brèche de faille qui est constituée des éléments anguleux à subanguleux de calcaire micritique grisâtre de taille millimétriques ,dont le matériau détritique qui constitue cette brèche est cimentée par des argiles jaunâtre, rougeâtre et par la calcite .La faille qui a contribué à la formation de la brèche caractérisé par une direction N70^{o} et un pendage dressant ,un des affleurement comprend aussi des calcaire à grain fin bioclastique gris foncé par endroit à rognons de silex .

Figure IV.5. Les différents facies de la partie d'étude de Kherrata

Conclusion

La région de Kherrata appartienne au domaine tellien externe dont son massif fait partie de la chaine des Babors, elle est d'une sismicité moyenne (zone III), connue par ça ressource hydrique de oued Agrioun.

Notre zone d'étude fait partie des gorges de Châbet El Akra partie nord de tell sétifien dans le massif de Amer Rhedou (Djermouna constitué de calcaire marneux en bancs centimétriques, et des calcaire d'âge jurassique, ces calcaires sont caractérisé par trois degré de fracturation (basse, moyenne et haute fracturation).

CHAPITRE V

Caractérisation et classification de site d'étude

Introduction

Pour une étude avant-projet de stabilité de creusement d'un tunnel noté 3 d'une longueur de 372 m dans la région de Kherrata, un ensemble des levées satellitaires ont lieu afin de définir les zones des levées géo structuraux ainsi les zones des sondages, une classification géomécanique est fait pour but de connaitre la qualité de notre massif dans la finalité est de trouver le type de soutènement adéquat à l'excavation avant, pendant et à la fin de creusement**.**

V.1 Présentation du site d'étude

Notre site d'étude fait partie des travaux d'aménagement des gorges de Kherrata le long RN°9 actuelle, il comprend la zone entre le Pk 5+120 à Pk 5+492 ou le tunnel N°3 vas être réalisé, qui se trouve à proximité de tunnel existant.

Figure V.1. L'emplacement de tunnelN°3 (Google Earth, 2017)

V.2 Etude structurelle de massif rocheux envisagé pour le creusement de tunnel N° 3

V.2.1 Levés géostructuraux

Les levées géo structuraux qu'on a réalisés sont prises dans la partie centrale de l'affleurement de massif dans la RN°9.On a divisé cette partie en trois affleurements qui contiennent un nombre important des discontinuités regroupées en des familles visibles.

Un scanline d'une longueur qui varie entre 2-30 m est utilisé pour chaque affleurement comprend 150-350 discontinuités pour la mesure et la détermination des propriétés des discontinuités qui lui intersecté.

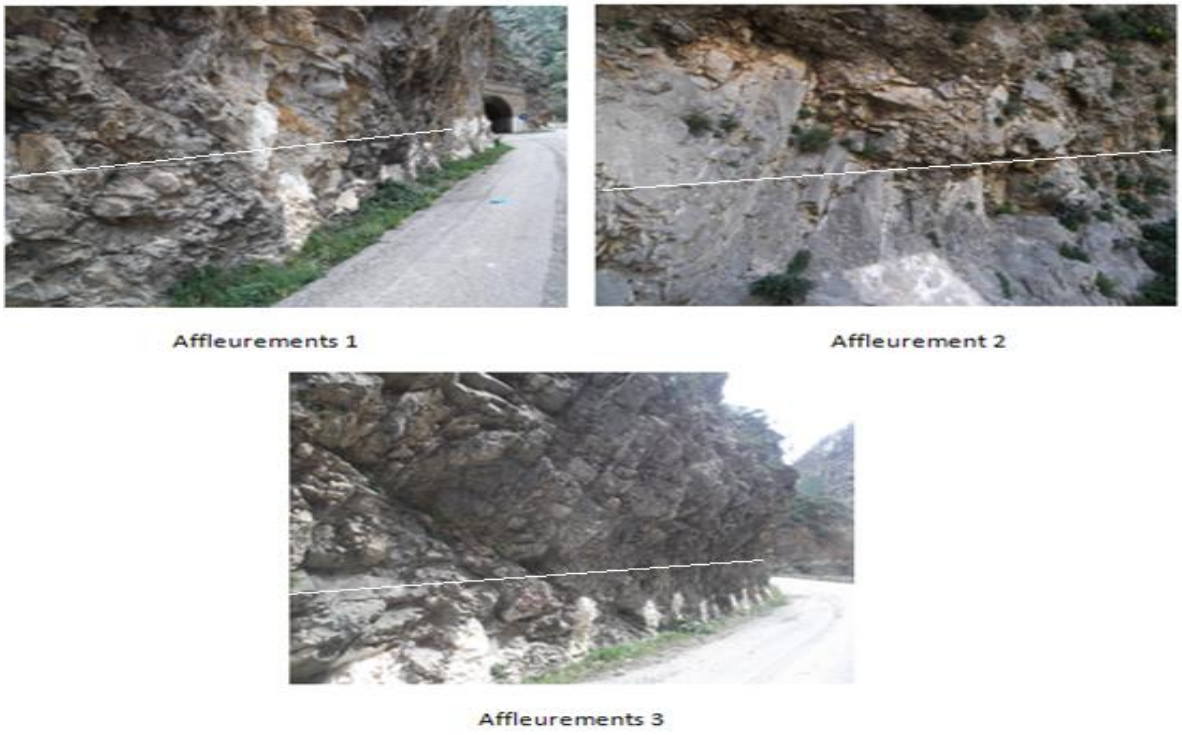


Figure V.2. Les scanlines des trois affleurements de Kherrata

Les emplacements des affleurements et des sondages de la partie centrale ou on a réalisé notre étude sont représentés sur la figure V.3 ci-dessous.

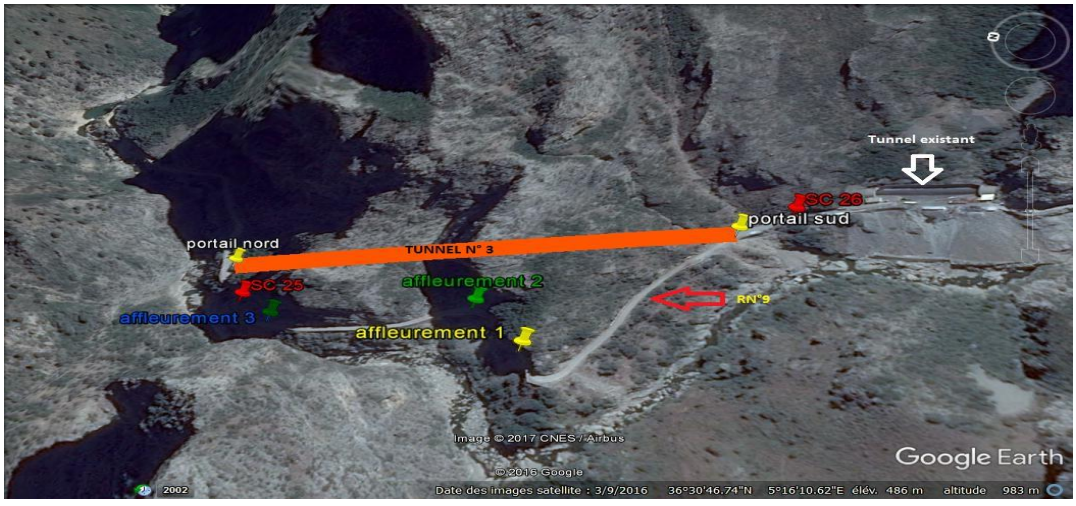


Figure V.3. L'emplacement des affleurements de la partie centrale du massif de tunnel N°3 (Google Earth, 2017)

V.2.2 La présentation des données et des mesures

V.2.2.1 Données et mesures effectuées pour le premier affleurement

Tableau V.1. Mesures des familles des discontinuités pour le premier affleurement

Localisation (UTM)	Type de la roche	Nombre de familles de discontinuités	Type de familles des discontinuités	Lecture réalisée (direction/pendage)
X: 703126.00mE Y:4043247.00 mN	Calcaire biomicritique grisclair affecté par desveinules millimétriques de calcite granulaire de couleur blanchâtre et d'oxyde de fer. Le facies est fracturé, présente des différentes discontinuités multidirectionnelles.	4	joints	135/72 115/90 100/80 100/90 90/45 73/70 68/65 60/80 68/75
			Plan de stratification	50/3 50/5 55/4 67/6
			Faille	140/90

- **Projection stéréographique**

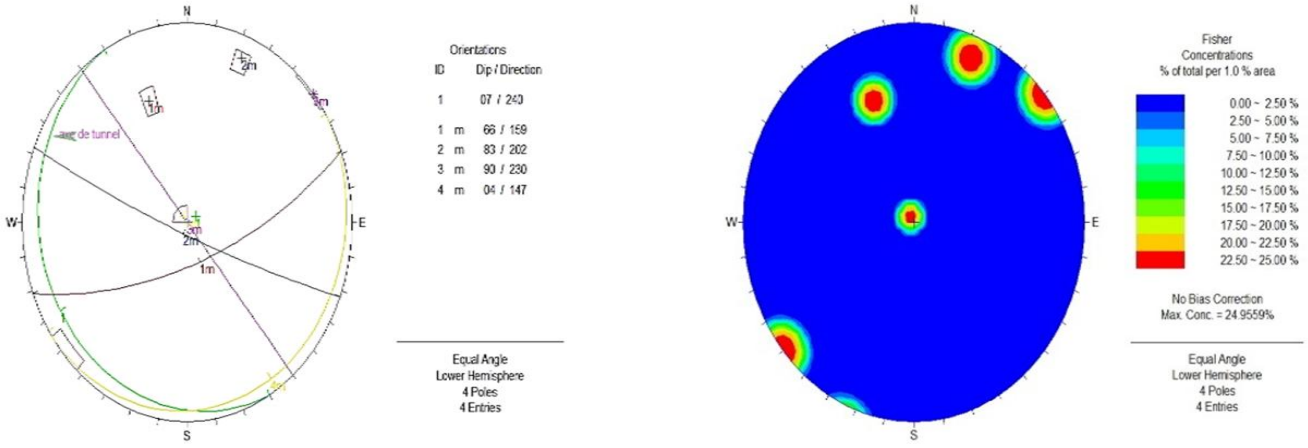


Figure V.4. Présentation stéréographique du premier affleurement

- ✓ **Interprétation**
  - Les trois discontinuités dont les orientations sont respectivement (66/159),(83/202), (90/230) s'intersectent pour former un bloc tétraédrique ;
  - Les trois discontinuités dans les orientations sont respectivement (66/159), (83/202), (04/147) s'intersectent pour former deux blocs tétraédriques ;
  - Toutes les discontinuités sont intersectées avec l'axe de tunnel.

V.2.2.2 Données et mesures effectuées pour le deuxième affleurement

Tableau V.2. Mesures des familles des discontinuités pour le deuxième affleurement

Localisation (UTM)	**Type de la roche**	**Nombre de familles de discontinuités**	**Type de famille des discontinuités**	**Lecture réalisé (direction/pendage)**
X: 703166.00 m E Y:4043286.00 mN	C'est une Brèche de faille de direction N70 située dans la zone de broyage constituée des éléments anguleux à subanguleux de calcaire micritique grisâtre de taille millimétrique à cimentée par des argiles jaunâtres, rougeâtre (argile+oxyde de fer) et par la calcite	4	joints	115/18 130/20 110/10
				15/80 18/90 20/95
				95/5 100/8
			Plan de stratification	155/85 163/83 140/85 142/78 135/75 130/80 125/85 120/77 152/75

➢ **Projection stéréographique**

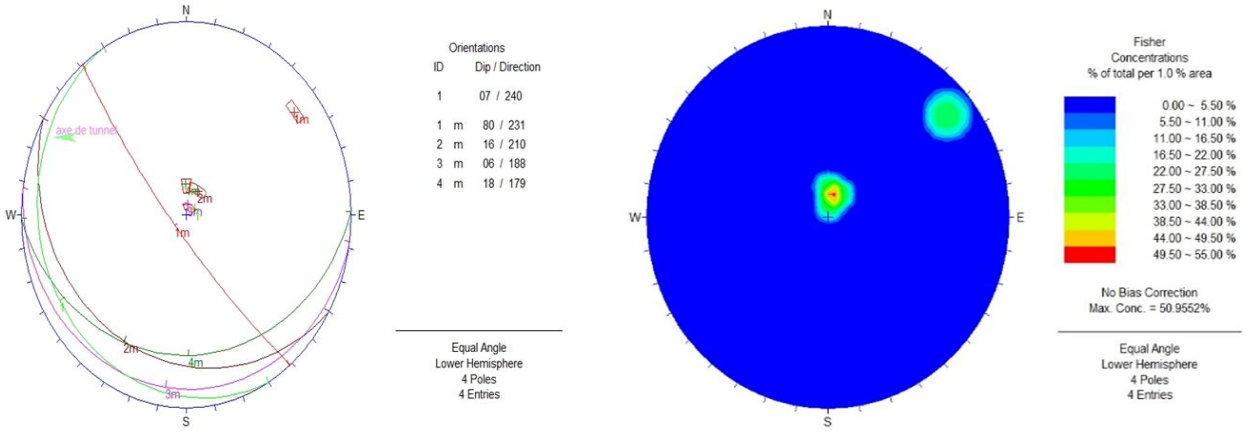


Figure V.5. Présentation stéréographique du deuxième affleurement

✓ **Interprétation**

- Les trois discontinuités dans les orientations sont respectivement (80/231), (16/210), (06/188) s'intersectent pour former un bloc tétraédrique ;
- Toutes les discontinuités sont intersectées avec l'axe de tunnel.

V.2.2.3 données et mesures effectuées pour le troisième affleurement

Tableau V.3. Mesures des familles des discontinuités pour le troisième affleurement

Localisation (UTM)	Type de la roche	Nombre de familles de discontinuités	Type de famille des discontinuités	Lecture réalisé (direction/pendage)
X: 703131.00m E Y:4043398.00mN	Calcaire à grains fines bioclastique gris foncé par endroit à rognons de silex	4	joints	225/75 210/55 220/65
			Plan de stratification	110/10 115/18 90/10 112/5
				290/60 295/57 305/68 295/64 300/58 280/60 282/58
			Faille	107/28

- **Projection stéréographique**

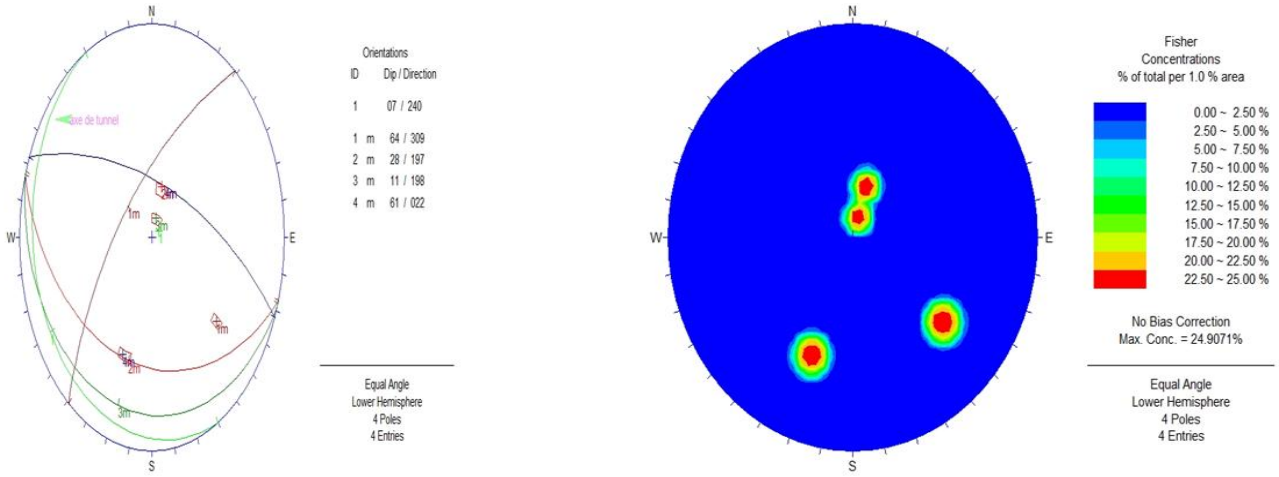


Figure V.6. Présentation stéréographique de troisième affleurement

- ✓ **Interprétation**

- Toutes les discontinuités sont intersectées avec l'axe de tunnel ;
- Formation des blocs tétraédriques.

V.2.3 Sondages et essais de laboratoires

V.2.3.1 Les sondages réalisés

Deux sondages (SC N°25, SC N°26) ont été réalisés sur des zones qui se trouvent à proximités des deux portails nord et sud.

- SC N°25 se trouve au PK 5+170 d'une longueur de 20 m et d'un pendage de 90°.

Figure V.7. Implantation du point de sondage carotté SC N°25 ((Djouder, 2015)

Tableau V.4 Description du sondage carottée SC N°25 ((Djouder, 2015)

Profondeur(m)	Description
0.00-0.80	Remblais en TVC
0.80-20.00	Marnes très fracturés avec passage de bancs millimétriques marno-calcaire

- SC N°26 se trouve au PK 5+600 d'une longueur de 15m et d'un pendage de 90°.

Figure V.8. Implantation du point de sondage carotté SC N°26 (Djouder, 2015)

Tableau V.5. Description du sondage carottée SC N°26 (Djouder, 2015)

Profondeur(m)	Description
0.00-1.80	Remblais en TVC
1.80-6.50	Marno-calcaire de couleur gris sombre plus au moins fracturé à filonnets de calcite
6.50-15.00	Marno-calcaire très fracturé avec passage de niveau marneux

V.2.3.2 Les essais de laboratoires

Les prélèvements d'échantillons des carottes des sondages SC N°25, SC N°26 ont été réalisés selon la norme XP P94-202. Les échantillons intacts prélevés sont soumis aux essais suivants :

1. Mesures des teneurs en eau (NFP 94-050) ;

2. Mesures des densités (NFP 94-053) ;

3. Résistance à la compression (NFP 94-077) ;

4. Mesures des teneurs en carbonates (NFP 94-048) ;

Les résultats obtenus par les essais sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Tableau V.6. Les résultats obtenus par les essais réalisés sur les carottes intactes prélevées des SC N°25, SC N°26 (Djouder, 2015)

Sondages	Les essais réalisés sur les carottes intacts prélevées	Teneur en eau W_n(%)	Densité Sèche T_d(t/m^3)	Densité humide T_h (t/m^3)	Taux de carbonates $CaCo_3$(%)	Résistance à la compression R_C(Mpa)
SC N°25	6m	0.80	2.59	2.61	35.50	Pas de récupération des carottes
	10m	0.40	2.67	2.68	43.30	
	12m	0.60	2.68	2.70	70.12	
	14m	0.65	2.63	2.65	42.31	
SC N°26	4m	0.65	2.63	2.65	46.60	26
	6m	0.73	2.65	2.67	48.85	18
	8m	0.68	2.70	2.72	71.30	36
	10m	0.86	2.73	2.75	54.60	28
	12m	1.20	2.74	2.77	68.45	32

✓ **Interprétation**

- Ces formations ont donné des densités sèches et humides moyennes ;
- Les analyses chimiques ont donné des teneurs en carbonates traduisant des formations marneuses avec passage de niveau marno-calcaire ;
- Les teneurs en eau obtenu sont très faibles ;
- Les résultats des essais à la compression simple sur les carottes intactes récupéré par le SC N°26 ont donné des valeurs de R_C faibles à moyennes.

V.3 La classification géomécaniques du massif rocheux

V.3.1 La valeur du RQD prise pour la classification

Les valeurs du RQD des deux sondages SCN°25 et SCN°26 ont été calculé par laboratoire Soummam pour le contrôle de la qualité des matériaux de construction.

Les résultats des RQD obtenu sont mentionnés sur le tableau V.7.

Tableau V.7. R.Q.D des différents sondages (Djouder, 2015)

Sondage	Couche	R.Q.D (%)	Profondeur (m)	Observation
SC N°25	Marnes très fracturé avec passages de bancs millimétriques marno-calcaire	<25%	0,80 -20.00	Très mauvais
SC N°26	Marno calcaire moins fracturé à très fracturé	19.5%	6.00-8.00	Très mauvais
	Marno calcaire très fracturé avec passage de niveau marneux	0%	8.00-14.00	
	Marno calcaire très fracturé avec passage de niveau marneux	8.5%	14.00-15.00	
		9.3%	**Moyenne**	

- **Synthèse et conclusion**

D'après l'analyse de RQD, on constate que les couches traversé par les deux sondages SCN°25 et SCN°26 sont du même types que notre massif étudié au niveau des trois affleurements et du même caractéristiques géotechniques, le facies traversé s'agit du calcaire marno moyennement fracturé à fracturé.

Les sondages SCN°25 et SCN°26 sont réalisés à proximité de portail nord (PK 5+170) et le portail sud (Pk 5+600), respectivement par analogie on considère que le RQD est inférieur à 25% le long de massif qui va traverser le tunnel 3 cela qui veut dire que notre massif est d'une qualité très médiocre.

V.3.2 La valeur de la résistance à la compression prise pour la classification

Il n'a pas été possible d'obtenir des échantillons dans le SCN°25 (RQD <10-25%), alors il y a vais pas une possibilité de faire les essais de compression simple (mal récupération).On a estimé la résistance de la roche traversé par le SCN°25 en calculant la moyenne des valeurs des résistances issues des essais réalisés sur les échantillons récupérées par d'autres sondages environnent de la même formation rocheuse traversé (SCN°27..SCN°35 Sauf 32) .

Tableau V.8. Les valeurs de la résistance à la compression des échantillons intactes de faciès marno calcaire (Djouder, 2015)

sondage	PK	Résistance à la compression (Mpa)
SC N°27	5+775	66
SC N°28	5+870	30.63
SC N°29	5+960	20.44
SC N°30	6+170	41
SC N°31	6+590	63.5
SC N°33	6+850	70.75
SC N°34	6+945	42
SC N°35	7+045	36.5
		Moyenne=46.35

La résistance à la compression estimée pour le SCN°25est : **Rc=46.35Mpa.**

Tableau V.9. Les valeurs de La résistance à la compression de sondage des échantillons intactes de faciès marno calcaire SCN°26 (Djouder, 2015)

SC26	4m	6m	8m	10m	12m
RC(Mpa)	26	18	36	28	32

La résistance moyenne de SCN°26 est : **Rc=28Mpa.**

- **Synthèse et conclusion**

On considère que la résistance à la compression de la roche intacte de tous les affleurements étudiées est la moyenne des valeurs des résistances à la compression issue

respectivement de SC25 et SC26, alors pour les calculs de RMR et de Q Barton qui suit on prend **R_c = (46.35+28)/2=37 Mpa.**

V.3.3 Calcul du RMR

- **Le premier affleurement**

Tableau V.10. La classification de RMR pour le premier affleurement

Faciès	**Calcaire peu fracturé à fracturé**					
Paramètre	Rc (Mpa)	RQD(%)	Nature des joints	Espacement des joints (m)	Hydrogéologie	RMR de base
Mesure	37		remplissage mou>5mm ou épaisseur de 1 à 5 mm joints continu	0.6-2m	Complètement sec	**41**
Valeurs extrêmes de la classification	25-50	<25%				
Note	4	3	4	15	15	

- ✓ **Interprétation**
  - La valeur de RMR de base montre que notre massif rocheux est de classe III [41-60](roche de moyenne qualité) ;
  - La tenue sans soutènement de notre massif est une semaine avec un pas d'avancement de 5m.

- **Le deuxième affleurement**

Tableau V.11. La classification de RMR pour le deuxième affleurement

Faciès	**Brèche de faille de Calcaire limono –argileuses avec cailloutis**					
Paramètre	Rc (Mpa)	RQD (%)	Nature des joints	Espacement des joints(m)	Hydrogéologie	RMR de base
Mesure	37		Surfaces lustrées ou Remplissage<5mm ou Epaisseur de 1 à 5 mm Joint continu	60-200mm	Complétement sec	**40**
Valeurs extrêmes de la classification	25-50	<25 %				
Note	4	3	10	8	15	

✓ **Interprétation**

- La valeur de RMR de base montre que notre roche est de classe IV [21-40] (rocher médiocre) ;
- La tenue sans soutènement de notre massif est de 10 jours avec un pas d'avancement de 2.5m.

➢ **Le troisième affleurement**

Tableau V.12. La classification de RMR pour le troisième affleurement

Faciès	**Calcaire bioclastique à rognons de silex**					
Paramètre	Rc (Mpa)	RQD (%)	Nature des joints	Espacement des joints(m)	Hydrogéologie	RMR de base
Mesure	37	<25 %	Surfaces lustrées ou remplissage <5mm ou épaisseur de 1 à 5 mm joint continu	200mm-600mm	Complètement sec	**43**
Valeurs extrêmes de la classification	25-50					
Note	4	3	11	10	15	

✓ **Interprétation**

- La valeur de RMR de base montre que notre roche est de classe III [41-60] (roche de moyenne qualité) ;
- La tenue sans soutènement est une semaine avec un pas d'avancement de 5m.

V.3.3.1 Le type de soutènement recommandé selon le RMR

Tableau V.13. Le type de soutènement recommandé selon la valeur de soutènement

Le pas d'avancement de tunnel traversant l'affleurement 1, 2,3	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage		Béton Projeté			Les cintres métalliques	
	Espacement	Complément D'ancrage	voute	Piédroit	Complément de soutènement	Type	Espacement
Un pas de 5 m (massif de premier et de troisième affleurement)	1-1.5m	Treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voute	100 mm	50 mm	Occasionnellement treillis et boulons nécessaire	Cintres légers	1.5-2m
Un pas de 2.5 m (le deuxième affleurement)	0.5-1m	Treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voute et en piédroits	150 mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 2-3m d'espacement	Cintres moyens +50mm de béton projeté	0.7-1.5m

V.3.4 Le calcul de Q Barton

V.3.4.1 Calcul du SRF (Stress Reduction Factor)

- L'épaisseur de la couche de recouvrement est de 30 m alors :

$$\boldsymbol{\sigma_1 = \delta * h\ (Mpa) = 0.027*30 = 0.81 \text{Mpa}\ ;}$$

$\boldsymbol{\delta}$**:** Le poids volumique de la couche de recouvrement (en prend $\boldsymbol{\delta}$**=0.027MN/m^3) ;**

$\boldsymbol{h}$ **:** La hauteur de la couche de recouvrement (m) ;

- Le calcul de rapport $\sigma_c/\sigma 1$:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{37}{0.81} = 45.68 \in [10\text{-}200]$$

Alors on déduit que la valeur de SRF est de l'ordre de 1 (Les contraintes exercé sur le site est moyenne) pour le massif de premier affleurement et le troisième affleurement. Pour la partie de massif de deuxième affleurement la valeur de SRF est de l'ordre de 20, déduitselon les conditions in situ ou on a une zone de broyage de contrainte de forte pression (présence d'une faille de direction N70).

Le tableau ci-dessus montre les résultats de calcul du Q Barton :

Tableau V.14. Les résultats de calcul du Q Barton

paramètres	Affleurement 1	Affleurement 2	Affleurement 3
RQD	23	23	23
J_n	15	20	15
J_r	1.75	3.75	1.75
J_a	12	2	8
J_w	1	1	1
SRF	1	20	1
Q	0.23	0.11	0.33
La classe de la roche	Classe E	Classe E	Classe E
Qualité du massif rocheux	Très mauvais	Très Mauvais	Très mauvais

V.3.4.2 Le type de soutènement recommandé selon Q Barton

- **Calcul de D_e (diamètre équivalent)**

$$\mathbf{D_e = \frac{hauteur\ de\ l'excavation}{ESR}}$$

- ESR=1 (notre tunnel routier d'importance majeure) ;
- Hauteur de l'excavation=8.25m ;
- $\boldsymbol{D_e = \frac{8.25}{1}}$**=8.25m**

Le soutènement recommandé selon les trois valeurs de Q Barton qui appartiennent à la même classe (classe E (6)) est :

- ✓ Béton projeté d'une épaisseur finale de 45 cm ;
- ✓ Béton projeté d'épaisseur qui varie entre 12 à 15 cm, et d'une énergie d'absorbation de 700 J renforcé par de treillis à souder en couche doublée d'un diamètre qui varie entre 16 à 20 mm, avec l'ancrage de la roche par des boulons d'une longueur qui varie entre 1.7 m et 2.11m (Sfr (E700) +RRS I+B.

V.3.5 Détermination et calcul du GSI

V.3.5.1 détermination de GSI in situ

- **Le premier affleurement**

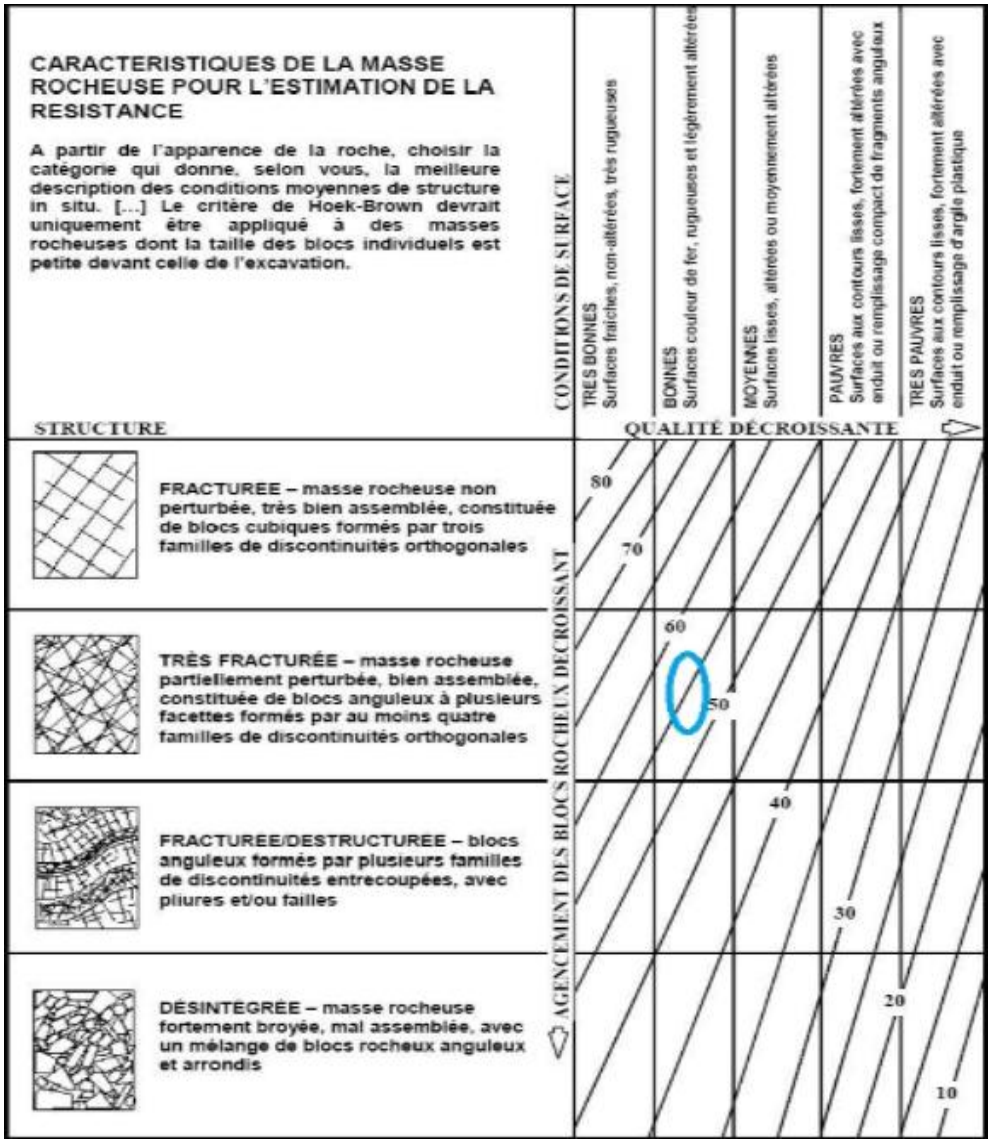


Figure V.9. GSI mesuré sur terrain du premier affleurement

- **Interprétation de la valeur du GSI**

Selon la figure V.10 le GSI trouvé est de 55, donc elle appartienne à la classe [41-55] cela veut dire que notre massif est d'une moyenne qualité.

- **Le deuxième affleurement**

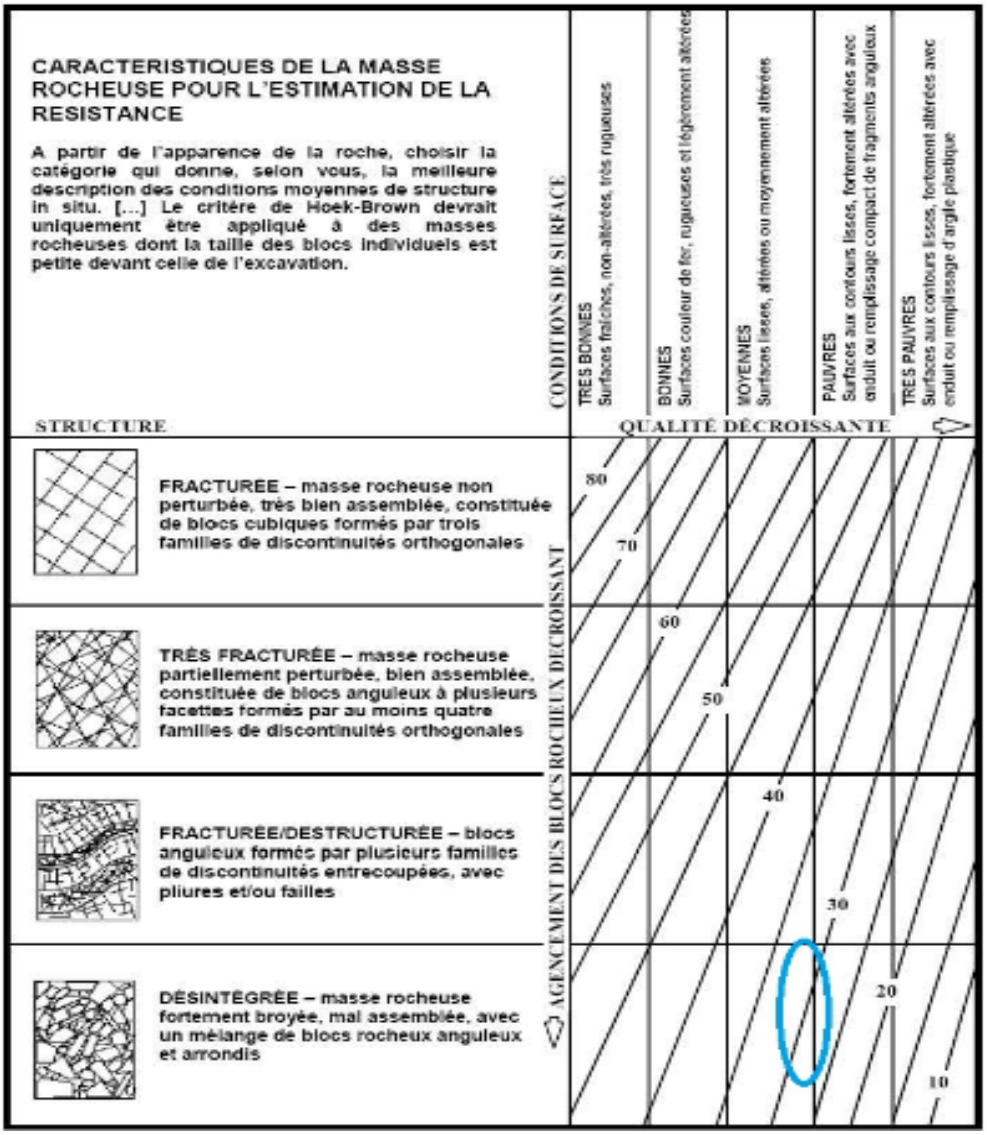


Figure V.10. GSI mesuré sur terrain du deuxième affleurement

- ✓ **Interprétation de la valeur du GSI**

Selon la figure V.11 le GSI trouvé est de 30, donc elle appartienne à la classe [21-40] cela veut dire que notre massif est de mauvaise qualité.

- **Le troisième affleurement**

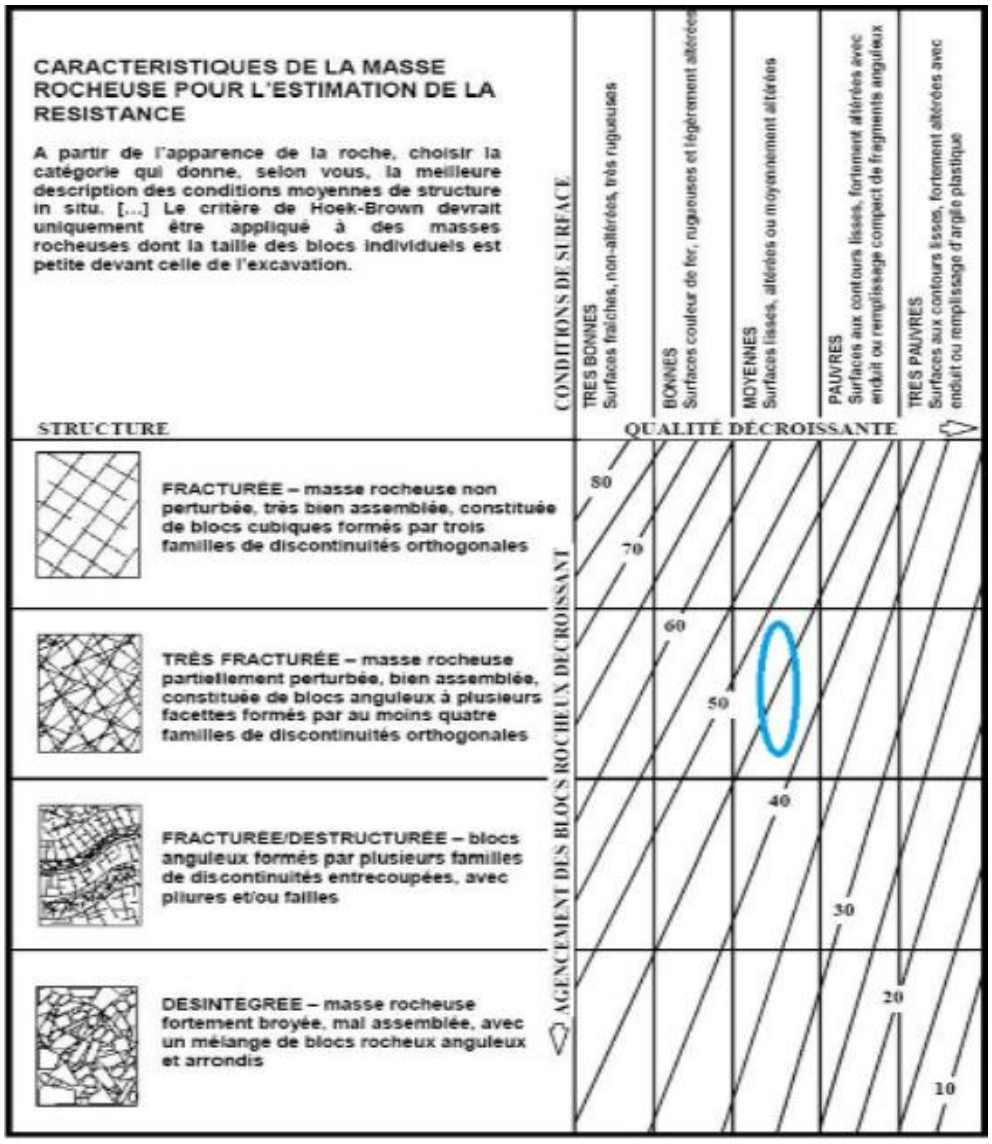


Figure V.11. GSI mesuré sur terrain du troisième affleurement

- ✓ **Interprétation de la valeur du GSI**

Selon la figure V.12 le GSI trouvé est de 45, donc elle appartienne à la classe [41-55] cela veut dire que notre massif est d'une moyenne qualité.

V.3.5.2 Calcul de GSI par la corrélation

- **Premier affleurement**

RMR=41>23 $\longrightarrow$ $\boldsymbol{GSI = RMR'_{89} - 5}$

GSI=41-5=36 $\in$[21-40] mauvais roché;

- **Deuxième affleurement**

RMR=40>23 ⟶ $\boldsymbol{GSI = RMR'_{89} - 5}$

GSI=40-5=35∈[21-40] mauvais roché ;

- **Troisième affleurement**

RMR=43>23 ⟶ $\boldsymbol{GSI = RMR'_{89} - 5}$

GSI=43-5=38∈ [21-40] mauvais roché ;

V.4 Calcul des caractéristiques du massif rocheux selon le logiciel ROCLAB

- **Premier affleurement**

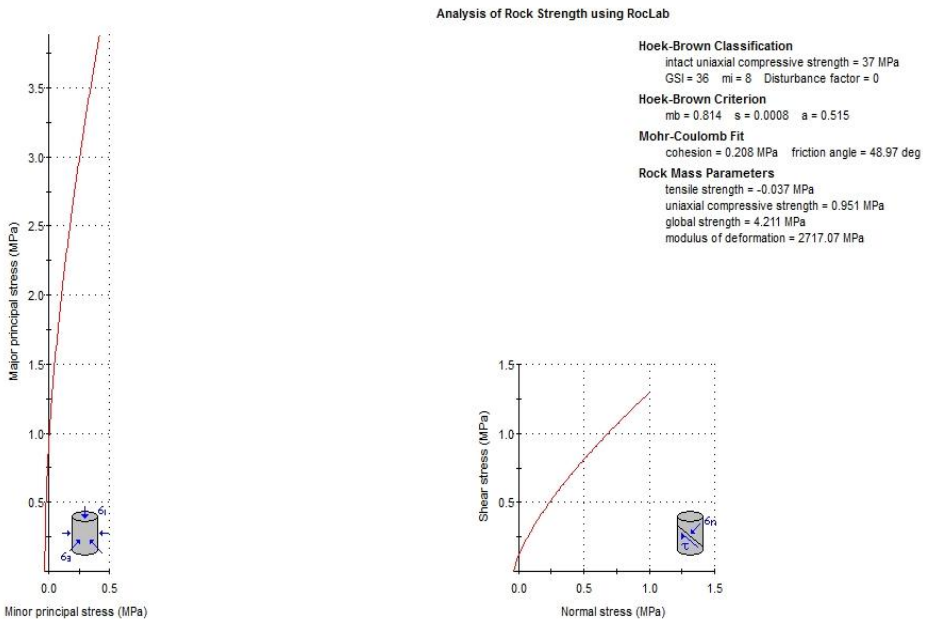


Figure V.12. Le résultat obtenu par le logiciel ROCLAB pour une couche de recouvrement de 30 m (Logiciel ROCLAB)

Tableau V.15. Les critères de Hoek –Brown et Mohr Coulomb pour le massif de premier affleurement

Classification de Hoek Brown	
σ_{ci} [Mpa]	37
GSI	36
Mi	8
D	0
Critère de Hoek Brown	
mb	0.814
S	0.0008
A	0.515
Critère de Mohr coulomb	
C [MPa]	0.208
φ [°]	48.97
Les paramètres de la roche	
σ_{cm} [MPa]	0.951
σ_t [MPa]	0.037
σ_{totale}[MPa]	4.211
E [MPa]	2717.07

- **Deuxième affleurement**

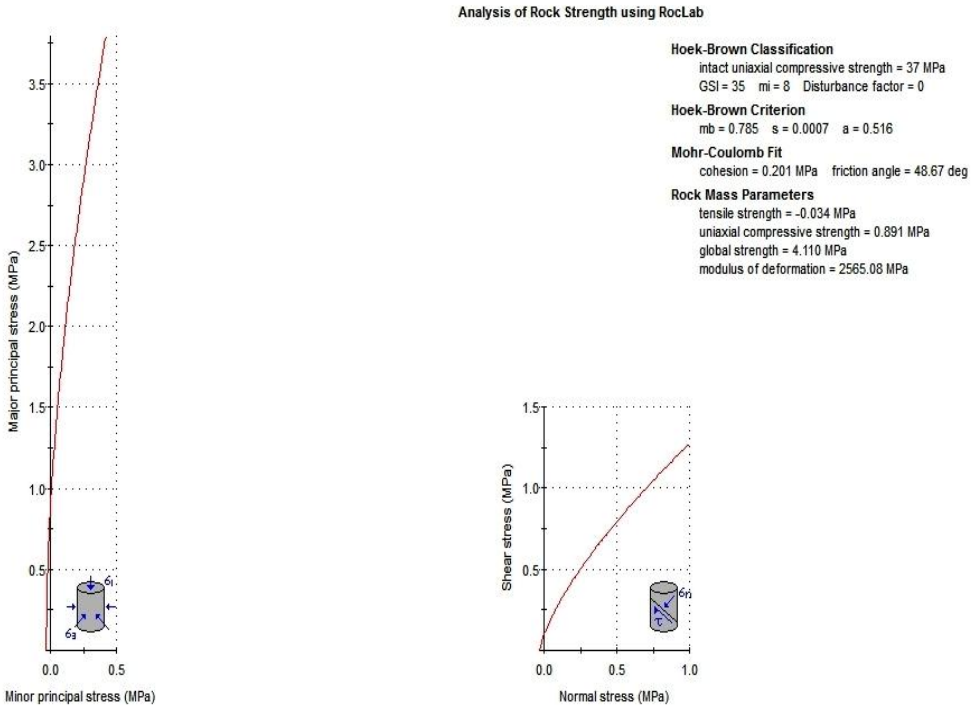
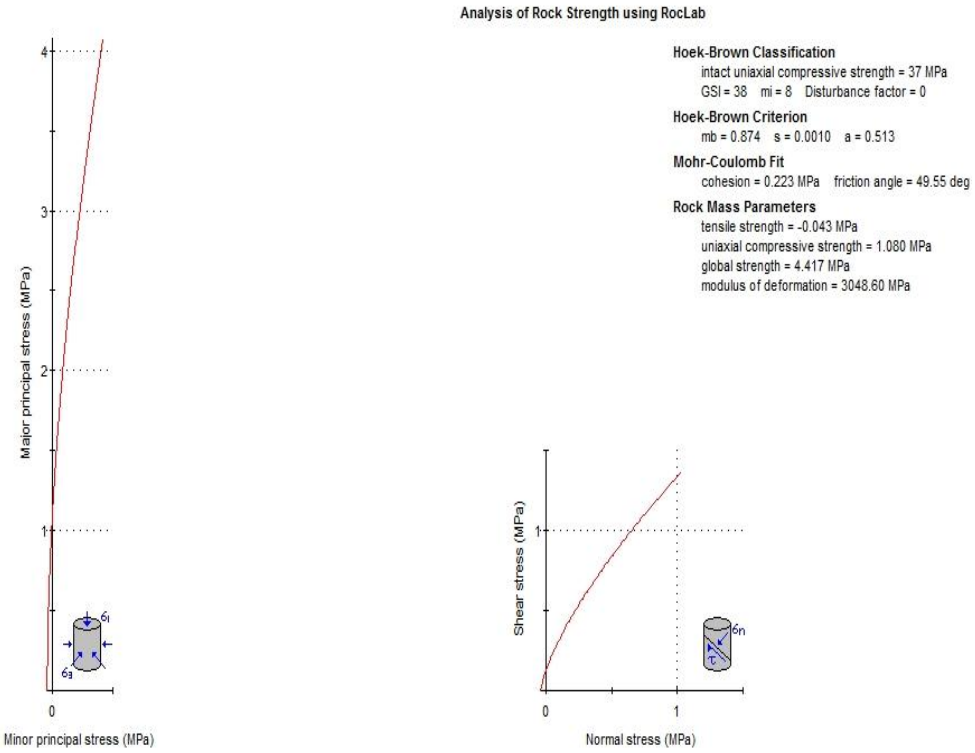


Figure V.13. Le résultat obtenu par le logiciel ROCLAB pour une couche de recouvrement de 30 m (Logiciel ROCLAB)

Tableau V.16. Les critères de Hoek –Brown et Mohr Coulomb pour le massif du deuxième affleurement

Classification de Hoek Brown	
σ_{ci} [Mpa]	37
GSI	35
Mi	8
D	0
Critère de Hoek Brown	
mb	0.785
S	0.0007
A	0.516

Critère de Mohr coulomb	
C [MPa]	0.201
φ [°]	48.67
Les paramètres de la roche	
σ_{cm} [MPa]	0.819
σ_t [MPa]	0.034
σ_{totale}[MPa]	4.110
E [MPa]	2565.08



- **Le troisième affleurement**

Figure V.14. Le résultat obtenu par le logiciel ROCLAB pour une couche de recouvrement de 30 m (Logiciel ROCLAB)

Tableau V.17. Les critères de Hoek –Brown et Mohr Coulomb pour le massif du troisième affleurement

Classification de Hoek Brown	
σ_{ci} [Mpa]	37
GSI	38
Mi	8
D	0
Critère de Hoek Brown	
mb	0.874
S	0.001
A	0.513
Critère de Mohr coulomb	
C [MPa]	0.203
φ [°]	49.55
Les paramètres de la roche	
σ_{cm} [MPa]	1.080
σ_t [MPa]	0.043
σ_{totale}[MPa]	4.417
E [MPa]	3048.60

Conclusion

La caractérisation des affleurements de la partie centrale de tunnel notée N°3 nous permet de faire les constatons suivants :

- L'étude stéréographique du massif rocheux Kherrata a montré que ce massif est formé par les réseaux de discontinuités multidirectionnelles, dont certaines discontinuités sont intersectées pour formées des blocs tétraédriques.

- La valeur du RQD (Rock Quality Designation) de massif caractérisé de faciès calcaire marneux est <25% cela veut dire que le massif est d'une qualité médiocre.
- La méthode de RMR (Rock Mass Rating) classe notre massif comme étant celui formé des roches de qualité moyenne pour le calcaire biomicritrique gris clair affecté par des veinules millimétriques de calcite et le calcaire à grain fin bioclastique par endroit à rognon de silex ,mauvaise qualité pour la brèche constituée des éléments anguleux à subanguleux de calcaire micritique.
- La classification GSI in situ a montré que la qualité du massif varie de mauvaise pour la brèche de calcaire et moyenne pour le calcaire biomicritrique gris clair affecté par des veinules millimétriques de calcite et le calcaire à grain fin bioclastique par endroit à rognon de silex.
- La classification Q Barton a montré que la qualité de massif est très mauvaise le long de la partie centrale (zone de notre étude).
- Selon le Q Barton, la méthode de confortement adéquate à notre cas d'étude est un Béton projeté d'épaisseur qui varie entre 12 à 15 cm dont son épaisseur final est de l'ordre de 45 cm ,d'une énergie d'absorbation de 700 J renforcé par de treillis à soudée en couche doublé d'un diamètre qui varie entre 16 à 20 mm, avec l'ancrage de la roche par des boulons d'une longueur qui varie entre 1.7 m et 2.11m (Sfr (E700) +RRS I+B),

Chapitre VI

Etude préliminaire de la stabilité de tunnel N°3 de Kherrata

Introduction

A partir d'un ensemble des familles de discontinuités relevées sur les affleurements du massif de Kherrata, on va évaluer la stabilité de tunnel N°3 par la localisation des blocs potentiellement instables.

Cette étude se base sur les combinaisons des familles de discontinuités d'un massif compact (le massif de premier affleurement, le massif de troisième affleurement) contrairement au massif complètement broyé et cimenté (le massif de deuxième affleurement), ainsi que l'évaluation de leurs intersections qui forment des blocs instables, dont ils vont faire l'objet de soutènement préconiser par les recommandations de la classification de Q Barton, voir la fiabilité du soutènement et son efficacité.

VI.1. Les caractéristiques des discontinuités et de tunnel

L'analyse quantitative de la stabilité des blocs tétraédriques entourant la section de tunnel formés à partir de la combinaison de trois familles des discontinuités à l'aide de logiciel Unwedge conduit en premier lieu à introduire : l'orientation de tunnel, l'orientation des joints et leurs traces obtenus par des levées géostructurels et les caractéristiques mécaniques des discontinuités provenu d'un ensemble d'essais antérieurs effectuées par plusieurs chercheurs.

Les données d'entrées à saisir dans Unwedge afin d'effectuer cette analyse sont :

a) La section de tunnel

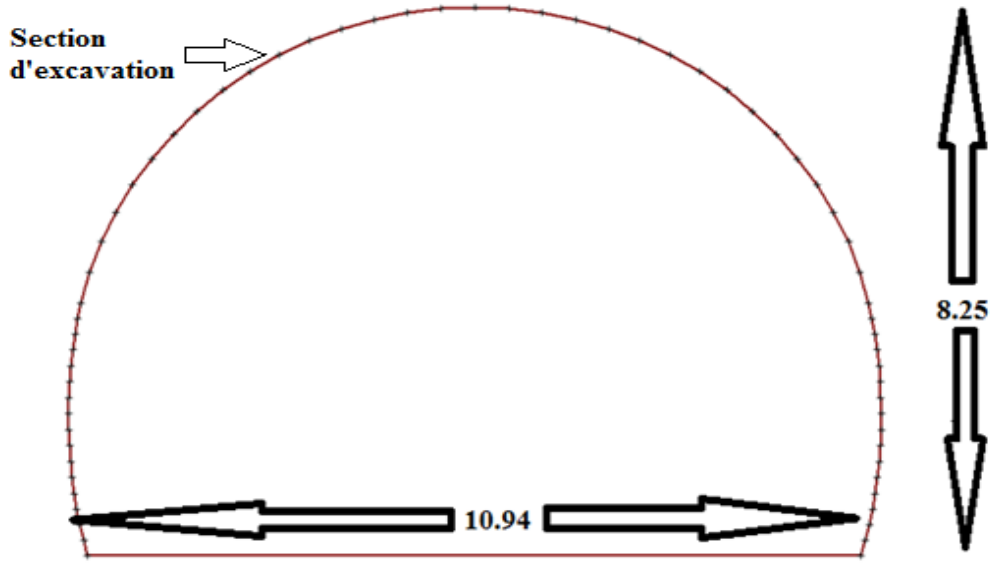


Figure VI.1. Section de tunnel

b) Les caractéristiques du tunnel

- L'orientation : 150 N
- Le pendage : 7
- Les caractéristiques de la roche :γ=2.7 t/m^3, γ_w=0.981 t/m^3

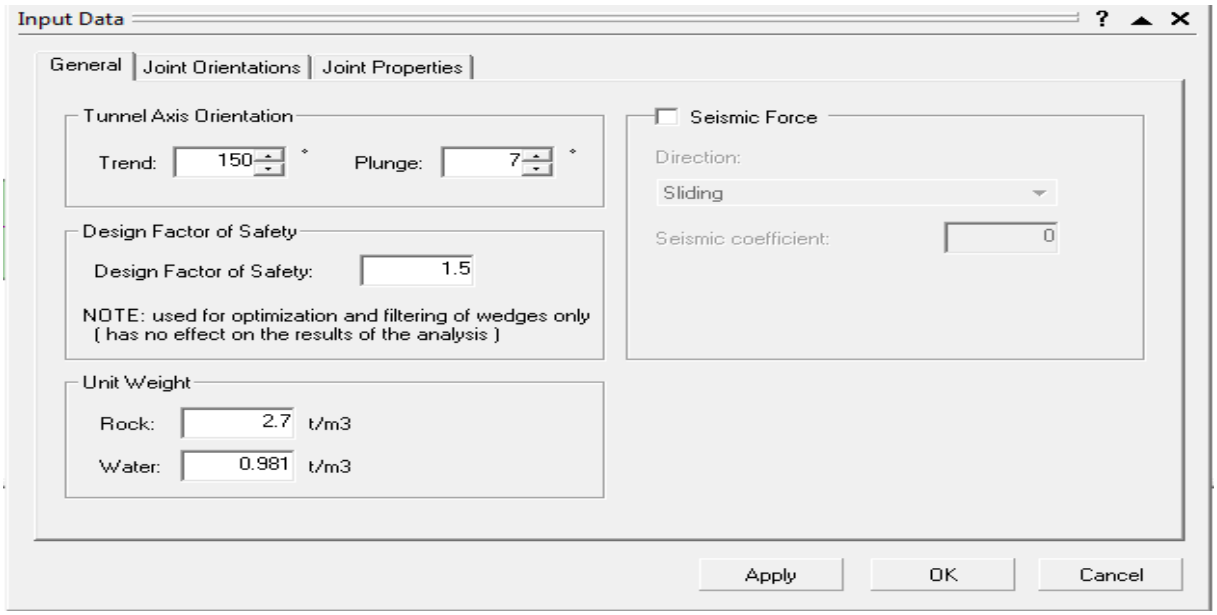


Figure VI.2. Input Data general état statique (Unwedge 3.0)

c) Les propriétés des joints relevés dans le premier affleurement

- **L'orientation des joints**

A partir de l'évaluation stéréographique on peut déterminer les familles des joints qui peuvent potentiellement créer les instabilités.

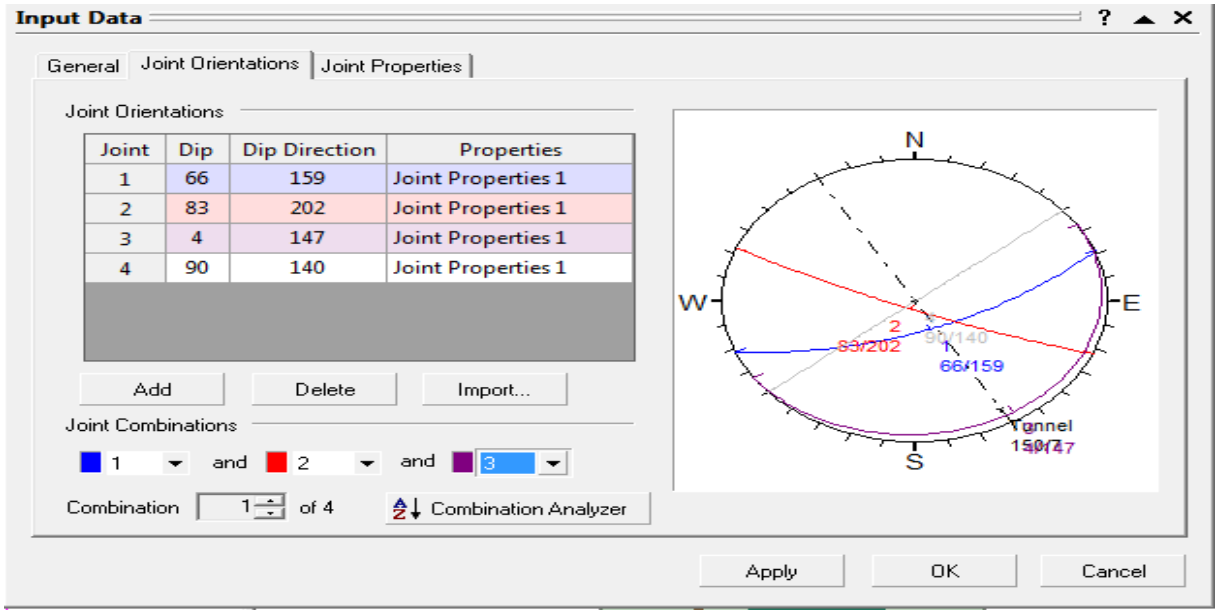


Figure VI.3. L'orientation des joints (Unwedge 3.0)

- **Propriétés des joints**

-La cohésion : c=1 t/m^2 ;

-L'angle de frottement :φ=35^o ;

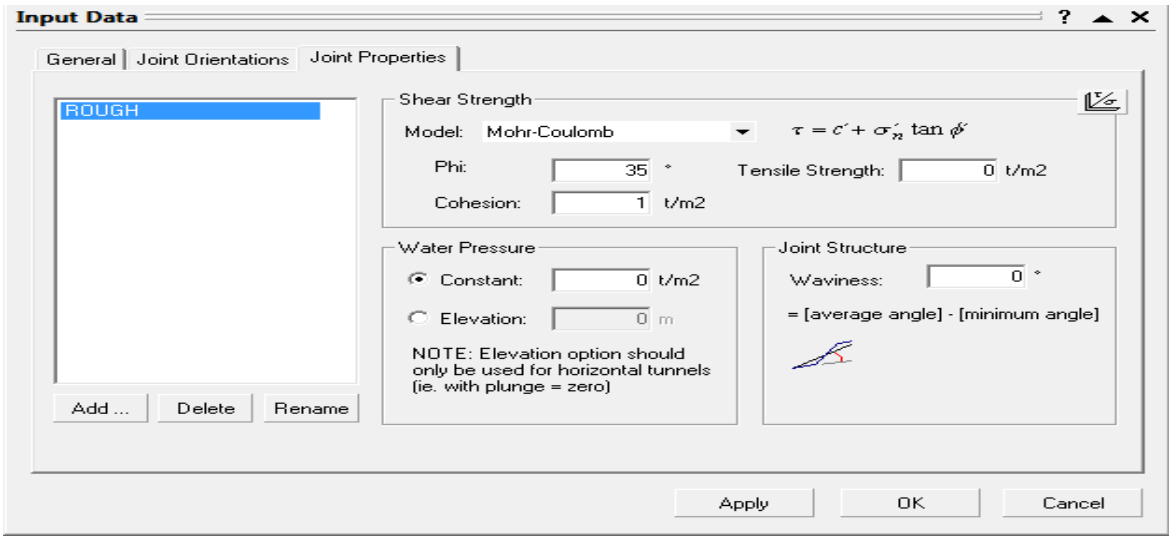


Figure VI.4. Les propriétés des joints rugueux (Unwedge 3.0)

d) Trace des joints

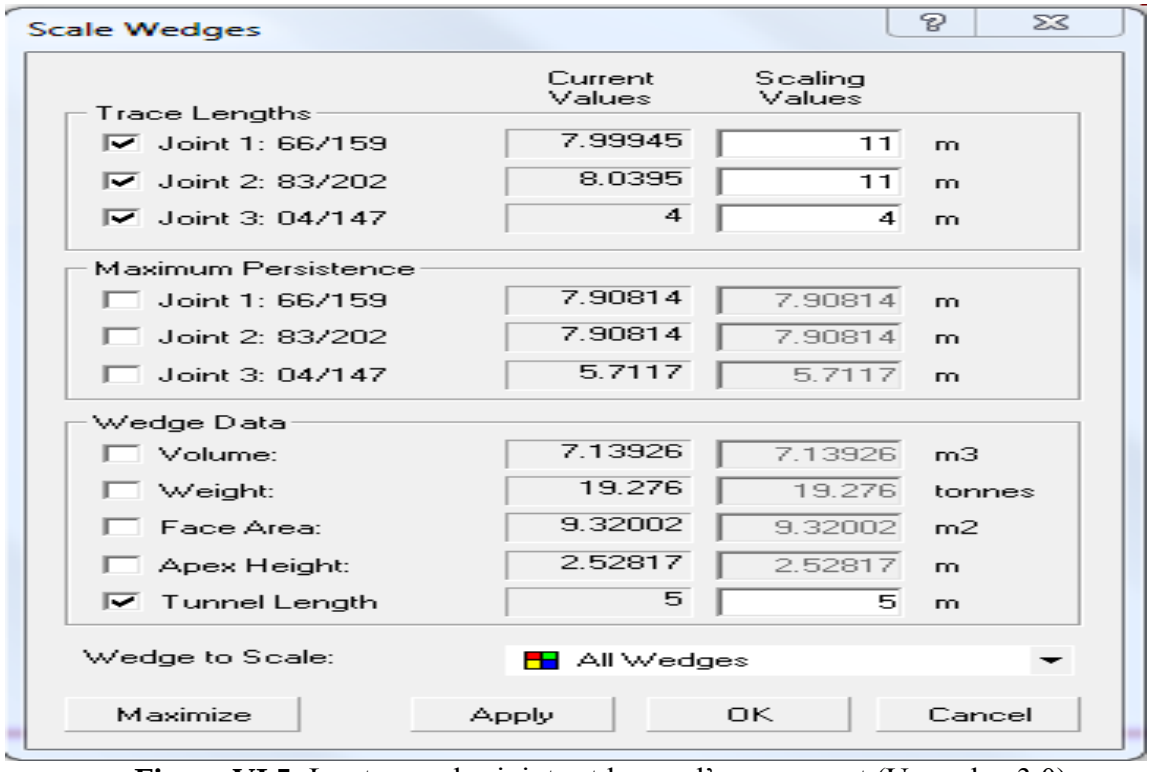


Figure VI.5. Les traces des joints et le pas d'avancement (Unwedge 3.0)

VI.2 Etude statique de la stabilité de tunnel N°3 par Unwedge

VI.2.1 La partie centrale de tunnel relevée par le premier affleurement

a) la phase sans soutènement

✓ **La combinaison entre les joints**

a. Combinaison des joints J1 (66/159), J2 (83/202), J3 (4/147)

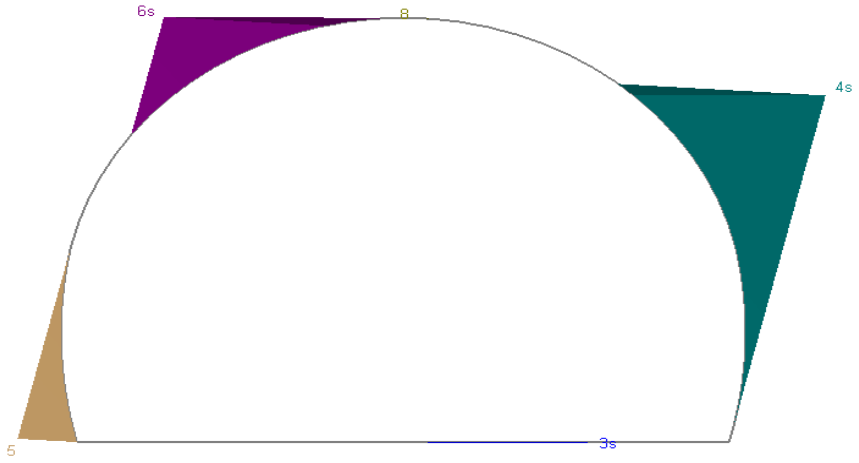


Figure VI.6. Les blocs formés par la combinaison J1, J2, J3 dans la partie centrale (Unwedge 3.0)

Tableau VI.1. Les informations sur les blocs formés par les familles de discontinuités J1, J2, J3 obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	PS (t/m^2)	F_S
Floor wedge [3]	0.006	0.017	Sliding on joints 2 and 3 in direction (112/3)	0	876.182
Upper right wedge [4]	7.139	19.276	Sliding on joints 1 and 2 in direction (125/62)	0	1.891
Lower left wedge [5]	0.458	1.237	Unconditionaly stable	0	Stable
Upper left wedge [6]	2.326	6.280	Sliding on joint 2 in direction (202/83)	0.71	0.701
Roof wedge [8]	0	0	Falling wedge in direction (0/90)	0.01	0

➢ **Interprétation**

- L'intersection entre les familles des joints J1, J2, J3 conduit à la formation des blocs stables et potentiellement instables ;

- Les blocs instables formés par les combinaisons des familles des joints J1, J2, J3 sont : le bloc [6] de la section de tunnel (F_S=0.701<1.5) et le bloc [8] d'une dimension négligeable par le logiciel (F_S =0) ;
- Le mode de rupture pour le bloc potentiellement instable [8] est un éboulement sous l'effet de la gravité suivant la direction (0/90), pour le bloc instable [6] son mode de rupture est un glissement sous l'effet aussi de la gravité suivant la direction (202/83) ;
- Les blocs stables qui n'ont pas besoin de soutènement montrent une force de soutènement nulle, par contre pour les blocs instables [6] et [8] montrent une force de soutènements de l'ordre de 0.71 t/m^2 et 0.01t/m^2 respectivement.

b. Combinaison des joints J1 (66/159), J2 (83/202), J4 (90 /140)

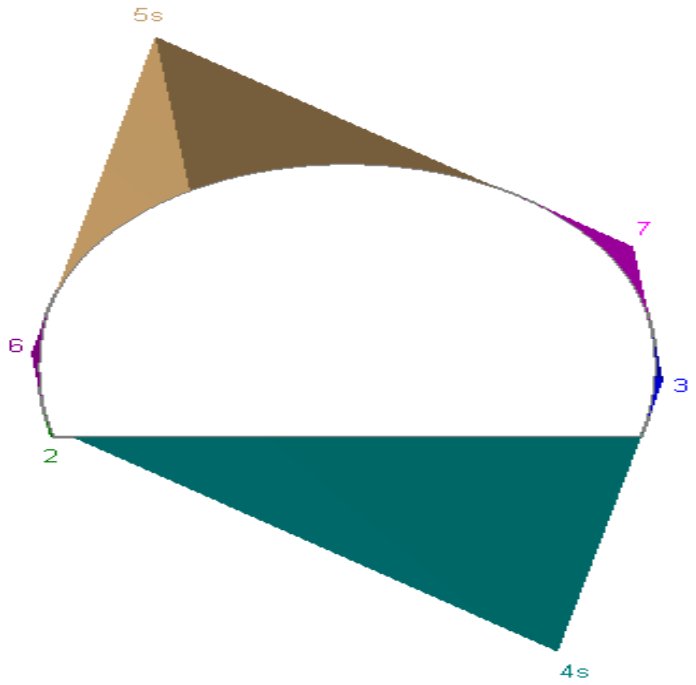


Figure VI.7. Les blocs formés par la combinaison J1, J2, J4 dans la partie centrale (Unwedge 3.0)

Tableau VI.2. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuitésJ1, J2, J4 obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	Ps (t/m^2)	Fs
Lower left wedge [2]	0	0.001	Sliding on joints 1 and 4 in direction (230/36)	0	46.154
Lower right wedge [3]	0.008	0.022	Sliding on joints 1 and 2 (125/62)	0	18.106
Floor wedge [4]	32.106	86.687	Unconditionaly stable	0	Stable
Roof wedge [5]	10.213	27.567	Sliding on joint 2 in direction (202/83)	3.78	0.448
Lower left wedge [6]	0.009	0.024	Sliding on joints 2 and 4 in direction (230/82)	0	14.084
Upper right wedge [7]	0.097	0.262	Sliding on joint 4 in direction (0/90)	0	3.055

- **Interprétation**
  - L'intersection entre les familles des joints J1, J2, J4 conduit à la formation des blocs stables et potentiellement instables ;
  - Le bloc instable formé par les combinaisons des familles des joints J1, J2, J4 est le bloc [5] (F_S=0.448<1.5) ;
  - Le mode de rupture pour le bloc instable [5] est un glissement sous l'effet de la gravité suivant la direction (202/83) ;
  - Les blocs stables n'ayant pas besoin de soutènement montrent une force de soutènement nulle. Le bloc instable [5] exige une force de soutènement de l'ordre de 3.78t/m^2.

c. Combinaison J2 (83/202), J3 (4/147), J4 (90 /140)

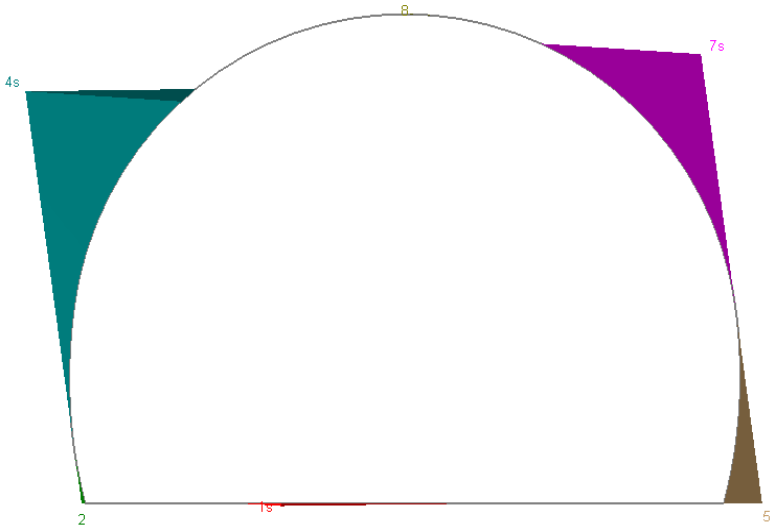


Figure VI.8. Les blocs formés par la combinaison J2, J3, J4 dans la partie centrale (Unwedge 3).

Tableau VI.3. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J2, J3, J4obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	Ps (t/m^2)	Fs
Floor [1]	0.024	0.063	Sliding on joint 3 in direction (147/4)	0	378.691
Lower left wedge [2]	0	0.001	Sliding on joints 3 and 4 in direction (230/0)	0	2020.389
Upper left wedge [4]	5.776	15.596	Sliding on joints 2 and 4 in direction (230/82)	0.53	1.013
Lower right wedge [5]	0.202	0.546	Sliding on joints 2 and 3 in direction (112/3)	0	59.731
Upper right wedge [7]	3.090	8.343	Sliding on joints 4 in direction (0/90)	1.76	0.351
Roof wedge [8]	0	0	Sliding on joint 4 in direction (0/90)	0	2.246

➢ **Interprétation**

- L'intersection entre les familles des joints J2, J3, J4 conduit à la formation des blocs stables et potentiellement instables ;
- Les blocs instables formés par les combinaisons des familles des joints J2, J3, J4 sont : le bloc [4] (F_S=1.013<1.5), le bloc [7] (F_S=0.351<1.5) ;
- Le mode de rupture pour le bloc [4] et pour [7] est un glissement sous l'effet de la gravité suivant la direction (230/82) et la direction (0/90) respectivement ;

- Le bloc potentiellement instable [4] et le bloc [7] exigent une force de soutènement de l'ordre de 0.53t/m^2 et de 1.76 t/m^2 respectivement.

d. Combinaison J1 (66/159), J3 (4/147), J4 (90 /140)

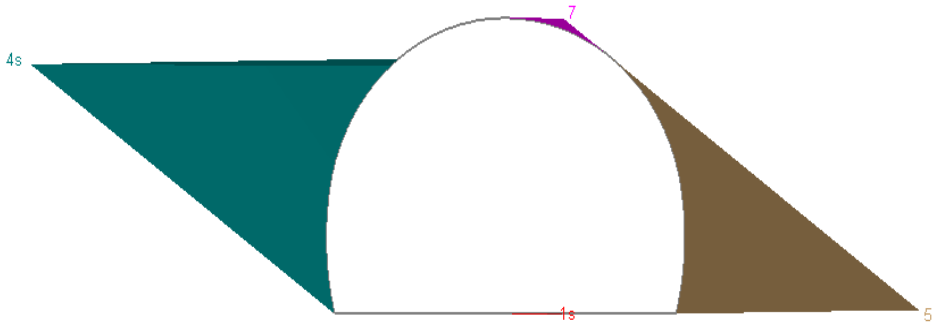


Figure VI.9. Les blocs formés par la combinaison J1, J3, J4 dans la partie centrale (Unwedge 3.0)

Tableau VI.4. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J1, J3, J4 obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	Ps (t/m^2)	Fs
Floor wedge [1]	0.003	0.007	Sliding on joint 3 in direction (147/4)	0	1084.650
Upper left wedge [4]	44.430	119.962	Sliding on joints 1 and 4 in direction (230/36)	0	4.642
Lower right wedge [5]	18.296	49.400	Sliding on joints 1 and 3 in direction (69/1)	0	99.808
Roof wedge [7]	0.04	0.107	Sliding on joint 4 in direction (0/90)	0	3.018

➢ **Interprétation**

- Intersection entre les familles des joints J1, J3,J4 forme des blocs stables(F_S>1.5) alors ils montrent une pression de soutènement nulle ;

– **Pose de soutènement**

Selon la recommandation de soutènement de Q Barton le soutènement adéquat pour la stabilisation des blocs potentiellement instables est le boulonnage par des boulons de type simple bolt force avec de béton projeté.

- ✓ **Les caractéristiques de boulon simple bolt force**

Les caractéristiques des boulons introduites dans Unwedge sont : la force exercée par le boulon valeur donnée par Unwedge pour chaque bloc instable, la longueur de boulon déterminée par les recommandations de Q système, l'espacement entre les boulons dont cette valeur est la même utilisée par l'entreprise et le nombre des boulons estimé par Unwedge en fonction de l'espacement entre les boulons.

Le tableau 1 dans annexe VII montre les caractéristiques des boulons types simple bolt force utilisés pour la stabilisation des blocs instables formés par chaque combinaison de trois plans de discontinuités dans le cas du premier affleurement.

- ✓ **Les caractéristiques de béton projeté**

Les caractéristiques du béton projeté qu'on va introduire dans Unwedge sont : l'épaisseur de la couche de béton déterminée par le Q system, la résistance à la compression de béton (prise de 28j), la résistance au cisaillement de béton et sa masse volumique (NF EN 206-1).

La résistance au cisaillement est donnée par la formule :

$$\boldsymbol{\sigma_t = 0.2\sqrt{f'_c}}\ \textbf{(Mpa)}$$ (La norme canadienne CSA)

f'_c : La résistance à la compression de béton après une prise de 28 j généralement elle est de l'ordre de 40 Mpa pour les bétons utilisés dans les chantiers ;

Les caractéristiques de béton projeté utilisées pour la stabilisation des blocs instables sont résumées sur le tableau VI.5.

Tableau VI.5. Les caractéristiques de béton projeté utilisé pour la stabilisation des blocs instables

	L'épaisseur (cm)	La résistance à la compression (28 j) (Mpa)	La résistance au cisaillement (t/m^2)	La Masse volumique (t/m^3)
Les caractéristiques de béton projeté	12	40	129	2.3

- **Soutènement combinaison J1, J2, J3**

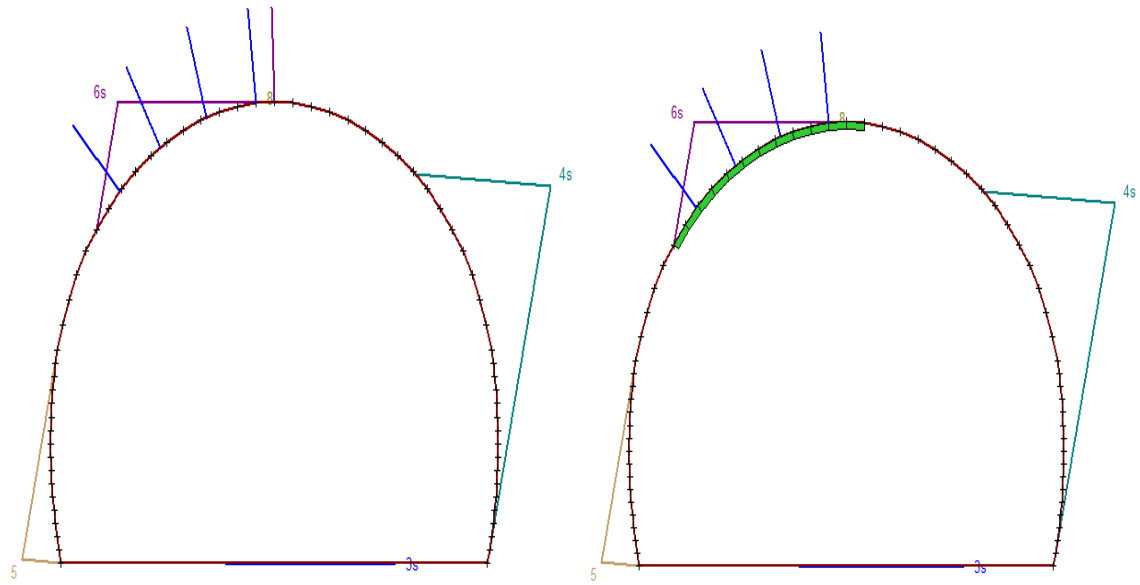


Figure VI.10. Le soutènement des blocs [6] et [8] (combinaison J1, J2, J3)

- **Soutènement combinaison J1, J2, J4**

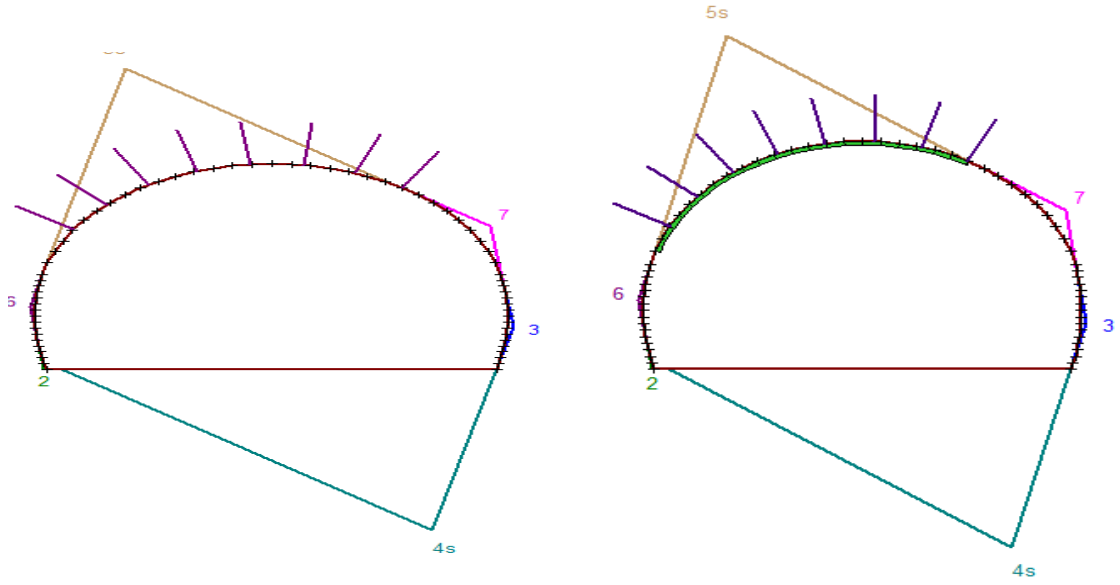


Figure VI.11. Le soutènement de blocs [5] (combinaison J1, J2, J4)

- **Soutènement combinaison J1, J2, J4**

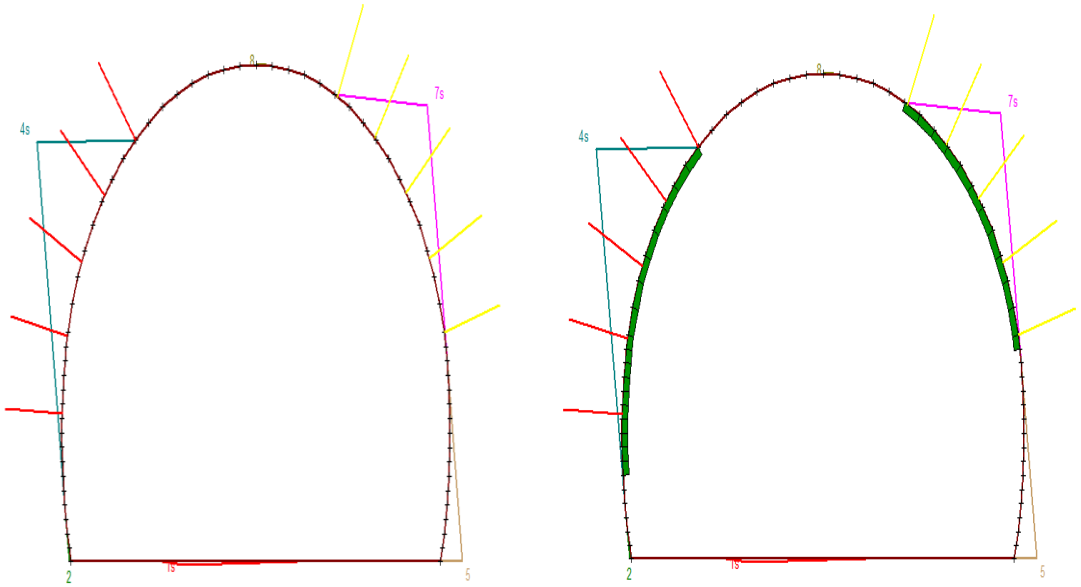


Figure VI.12. Le soutènement des blocs [4] et [7] (combinaison J2, J3, J4)

✓ **Les résultats**

Tableau VI.6. Tableau récapitulatif de l'influence de soutènement sur la valeur de facteur de sécurité dans un état statique cas de premier affleurement

Etat statique							
Les combinaisons	Les blocs	Avant soutènement		Après soutènement par des boulons		Après soutènement par boulons et béton projeté	
		FS	PS	FS	PS	FS	PS
J1 ,J2,J3	[6]	0.71	0.701	0.934	0.51	29.814	0
J1 ,J2,J4	[8]	0	0.01	0	0.01	2267.431	0
	[5]	0.448	3.78	1.009	1.77	11.848	0
J1 ,J3,J4	[4]	1.013	0.53	1.233	0.29	24.923	0
	[7]	1.76	0.351	0.69	1.24	16.831	0

➢ **Interprétation**

✓ On remarque que la valeur de facteur de sécurité augmente par l'effet des boulons mais les blocs potentiellement instables formés par les combinaisons

restent toujours instables (F_s<1.5) mais ils deviennent stables (F_s>1.5) par effet de boulon et béton projeté ;

- ✓ La valeur de la force de soutènement des blocs instables diminue lorsque on utilise le soutènement par boulons, elle s'annule quand les blocs atteignent la stabilité ;
- ✓ Le Bloc [8] est devenu très stable on ajoutant le béton projeté et en enlevant le boulonnage qui n'a aucun effet sur sa stabilité parce qu'il a un volume négligeable par rapport à la longueur de boulon ;

VI.2.2 La partie centrale de tunnel relevée par le troisième affleurement

a) la phase sans soutènement

- ✓ **La combinaison entre les joints**

a. Combinaison des joints J1' (11/198), J2' (61/22), J3' (28/127)

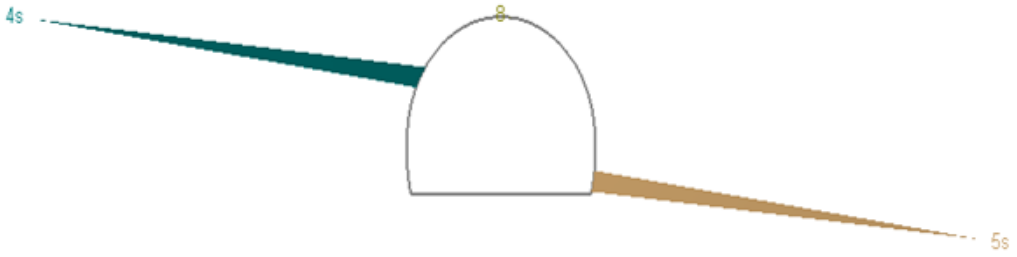


Figure VI.13. Les blocs formés par la combinaisonJ1', J2', J3' dans la partie centrale (Unwedge 3.0)

Tableau VI.7. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J1', J2', J3'obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	Ps (t/m^2)	F_S
Upper left wedge [4]	19.029	51.377	Sliding on joint J1,J3 in direction286/0	0	714.931
Lower right wedge [5]	18.9	51.03	Sliding on joint J2,J3 in direction 111/2	0	67.213
Roof wedge [8]	0	0	Falling wedge in direction (0/90)	0	0

➢ **Interprétation**

- ✓ L'intersection entre les trois plans des familles des discontinuités J1', J2', J3', a donné des probabilités de la formation des blocs stables et instables ;
- ✓ Les blocs [4] et [5] sont des blocs stables (FS>1.5) ;
- ✓ Le bloc [8] est négligé vue ça masse et son volume qui sont nulles, il présente une instabilité mais qui pose pas un danger pour ça il ne nécessite pas un soutènement.

b. Combinaison des joints J1' (11/198), J2' (61/22), J4' (64/309)

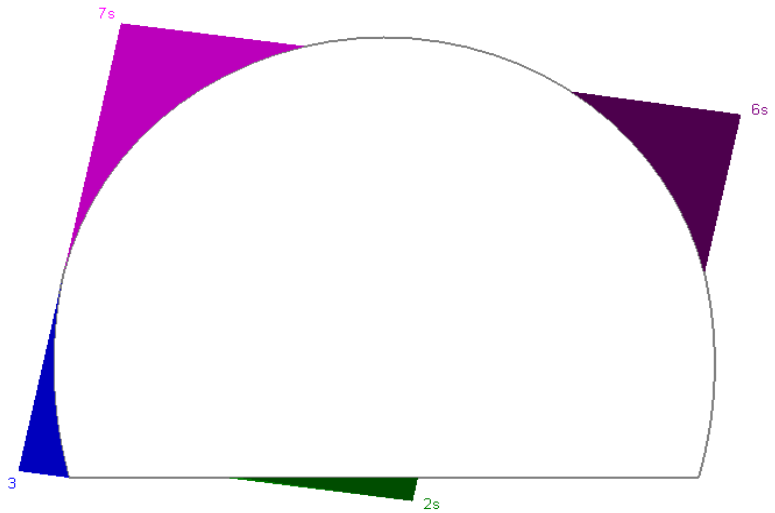


Figure VI.14. Les blocs formés par la combinaisonJ1', J2', J4' dans la partie centrale (Unwedge 3.0)

Tableau VI.8. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J1', J2', J4'obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	Ps (t/m^2)	F_S
Floor wedge [2]	1.142	3.084	Sliding on joint J1,J2 in direction112/1	0	300.035
Lower left wedge [3]	0.460	1.241	Sliding on joint J1,J4 in direction 224/10	0	12.980
Upper right wedge [6]	4.692	12.669	Sliding on joint J2 in direction (22/61)	0.74	0.912
Upper left wedge [7]	5.831	15.743	Sliding on joint J4 in direction (309/64)	1.34	0.683

- **Interprétation**
  - ✓ L'intersection entre les trois plans des familles des discontinuités J1', J2', J4', a donné des probabilités de la formation des blocs stables et instables ;
  - ✓ Les blocs stables qui sont probables à se former par la combinaison des joints J1', J2', J4' sont : le bloc [2], le bloc [3] avec un facteur de sécurité >1.5 et des pressions de support nulles alors ils n'exigent pas un soutènement ;
  - ✓ Les blocs potentiellement instables qui sont probables à se former sont : le bloc [6] et le bloc [7] d'un facteur de sécurité <1.5 dont la pression de support est d'ordre de 0.74 t/m^2 et 1.34 t/m^2 respectivement ;
  - ✓ Le mode de rupture pour le bloc [6] et le bloc [7] est un glissement dans les directions (22/61) et (309/64) respectivement sous l'effet de la gravité.

c. Combinaison des joints J2' (61/22), J3' (28/197), J4' (64/309)

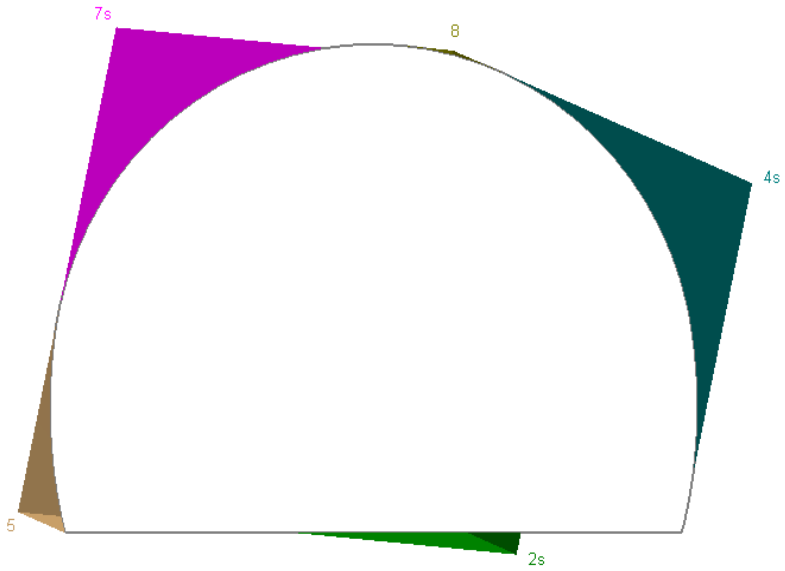


Figure VI.15. Les blocs formés par la combinaisonJ2', J3', J4' dans la partie centrale (Unwedge 3.0)

Tableau VI.9. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J2', J3', J4' obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	Ps (t/m^2)	F_S
Floor wedge [2]	0.355	0.958	Slidingon joint J2,J3 in direction111/2	0	140.420
Upper right wedge [4]	5.264	14.165	Sliding on joint J2 in direction 22/61	0.72	0.894
Lower left wedge [5]	0.366	0.989	Sliding on joint J3 et J4 in direction (231/24)	0	6.014
Upper left wedge [7]	4.770	12.879	Sliding on joint J4 in direction (309/64)	1.39	0.678
Roof wedge [8]	0.005	0.012	Falling in direction (0/90)	0.09	0

- **Interprétation**
  - ✓ L'intersection entre les trois plans des familles des discontinuités a donnée des probabilités de la formation des blocs stables et instables ;
  - ✓ Les blocs stables qui sont probable à former par la combinaison des joints J2', J3', J4' sont : le bloc [2], le bloc [5] avec un facteur de sécurité >1.5 et des pressions de support nulles ;
  - ✓ Les blocs potentiellement instables qui sont probable à se former sont : le bloc de [4] et [7] et le bloc [8] d'un facteur de sécurité <1.5 dont la pression de support est d'ordre de 0.72 t/m^2, 1.39 t/m^2 ,0.09 t/m^2 respectivement ;
  - ✓ Le mode de rupture pour les blocs instables est : le glissement par l'effet de gravité pour le bloc [4] et [7] suivant la direction (22/61) et (309/64), l'effondrement par l'effet de gravité de bloc [8] suivant la direction (0/90).

d. Combinaison J1' (11/198), J3' (28/197), J4' (64/309)

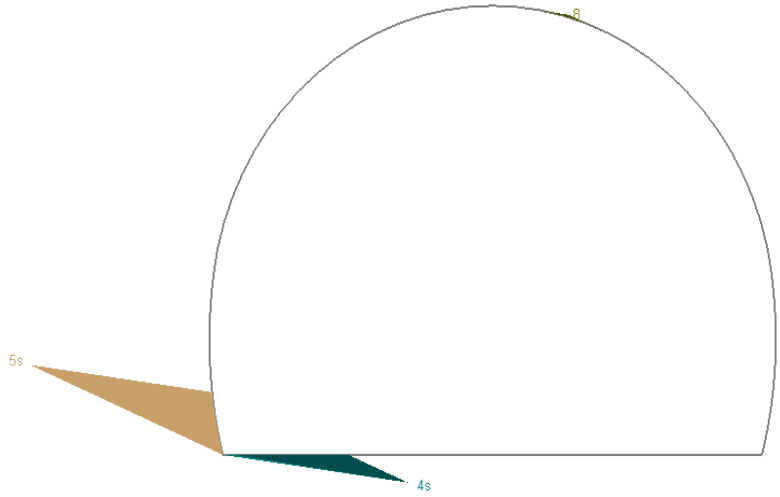


Figure VI.16. Les blocs formés par la combinaisonJ1', J3', J4' dans la partie centrale (Unwedge 3.0)

Tableau VI.10. Les informations des blocs formés par les discontinuités J1', J3, J4' obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	PS (t/m^2)	F_S
Upper left wedge [4]	0.995	2.688	Unconditionaly stable	0	Stable
Lower left wedge [5]	3.315	8.950	Sliding on joint J3,J4 in direction 231/24	0	5.220
Roof wedge [8]	0.005	0.012	Failing wedge	0.06	0

- **Interprétation**
  - ✓ L'intersection entre les trois plans des familles des discontinuitésJ1', J3', J4', a donné des probabilités de la formation des blocs stables et instables ;
  - ✓ Les blocs stables qui sont probables à se former par la combinaison des joints J1', J3', J4' sont : le bloc [4], le bloc [5] avec un facteur de sécurité >1.5 et des pressions de support nulles ;

- ✓ Le bloc instable [8] est d'un facteur de sécurité <1.5 et d'une pression de soutènement de 0.06, son mode de rupture est l'effondrement suivant la direction (0/90).

– **la phase de soutènement**

Selon les résultats de la classification de Q Barton on a affaire aux mêmes types de soutènement pour les blocs instables formés dans le massif du troisième affleurement que celui du premier affleurement.

✓ **Les caractéristiques de boulon simple bolt force**

On trouve la quantification de ces paramètres des boulons dans le tableau 2 de l'annexe VI.

✓ **Les caractéristiques de béton projeté**

Elles sont les mêmes caractéristiques de béton projeté mises pour le cas de massif de premier affleurement.

- **Soutènement combinaison J1', J2', J4'**

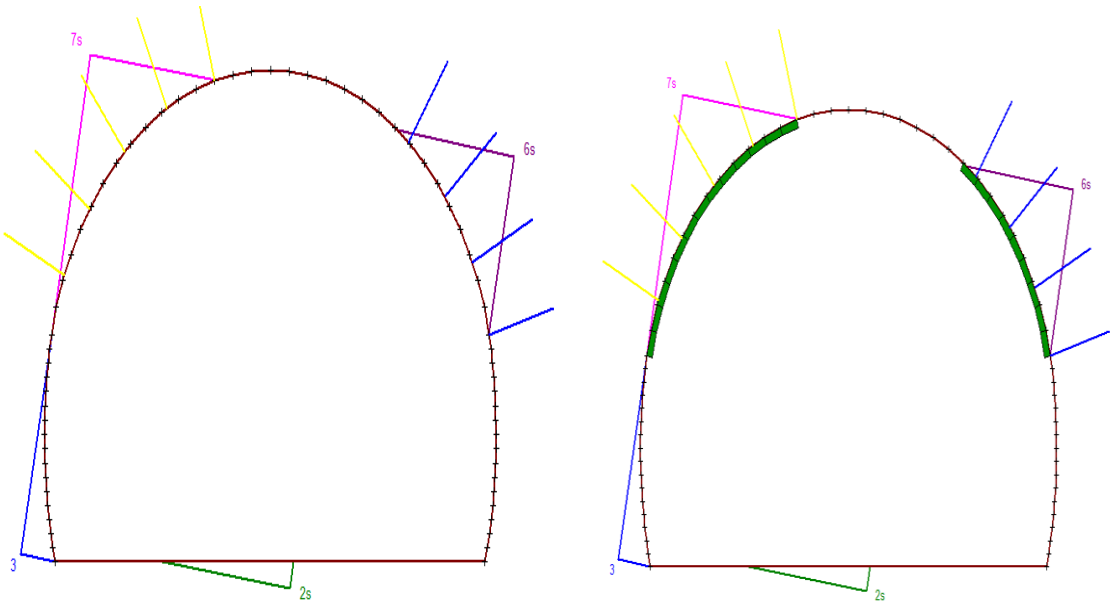


Figure VI.17. Le soutènement des blocs [7] et [6] (combinaison J1', J2', J4')

- **Soutènement combinaison J2', J3', J4'**

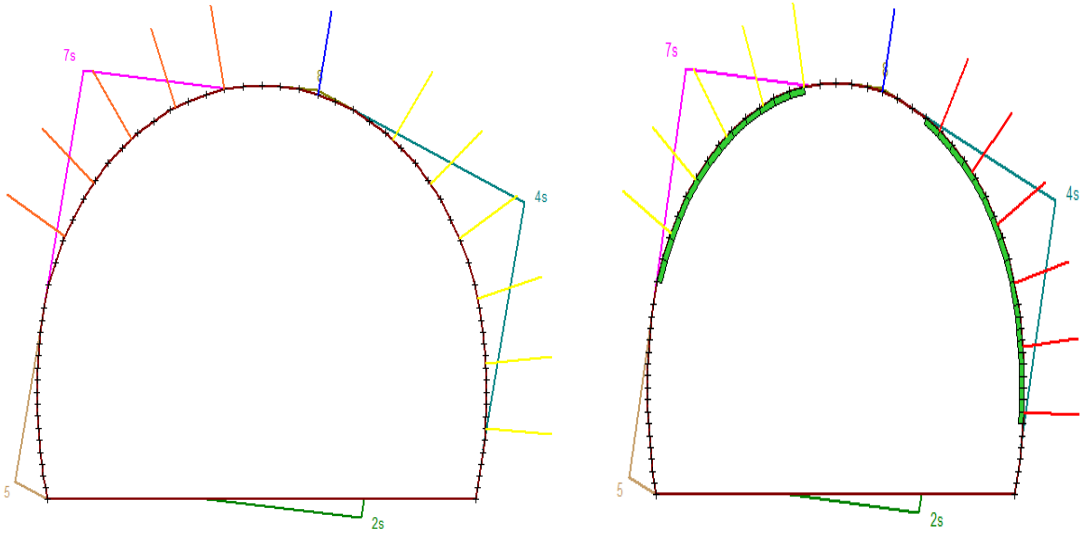


Figure VI.18. Le soutènement des blocs [7], [4] et [8]
(Combinaison J2', J3', J4')

- **Soutènement combinaison J1', J3', J4'**

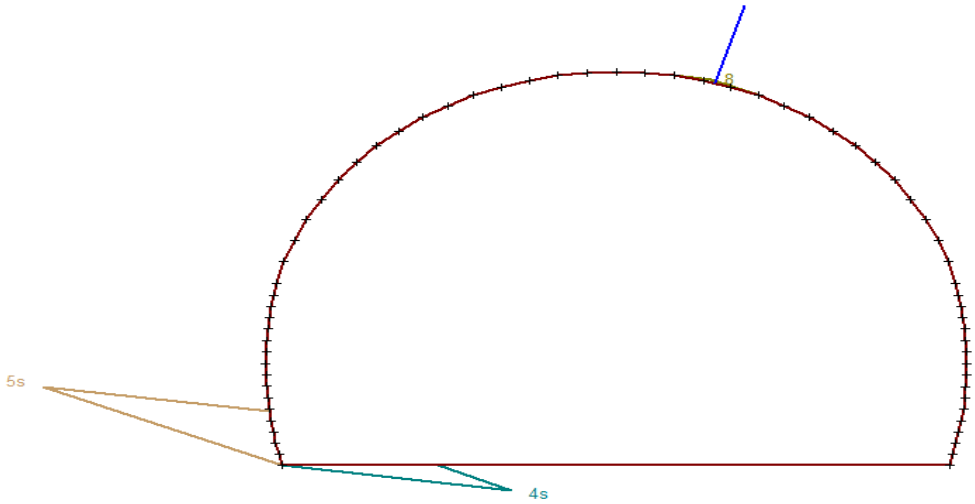


Figure VI.19. Le soutènement de bloc [8] par des boulons d'ancrages
(Combinaison J1', J3', J4')

Tableau VI.11. Tableau récapitulatif de l'influence des boulons et de béton projeté sur la valeur de facteur de sécurité

Etat statique							
Les combinaisons	Les blocs	Avant soutènement		Après soutènement par des boulons		Après soutènement par boulons et béton projeté	
		FS	PS	FS	PS	FS	PS
J1' ,J2',J4'	[6]	0.912	0.74	1.117	0.48	19.583	0
	[7]	0.683	1.34	1.12	0.62	11.461	0
J2' ,J3',J4'	[4]	0.894	0.72	1.194	0.51	20.67	0
	[7]	0.678	1.39	0.96	0.91	17.329	0
	[8]	0	0.09	7.025	0	/	0
J1', J3', J4'	[8]	0	0.06	4.646	0	/	0

- **Interprétation**

✓ On remarque que la valeur de facteur de sécurité augmente par l'effet des boulons mais les blocs potentiellement instables formés par les combinaisons restent toujours instables (F_s<1.5) mais ils deviennent stables (F_s>1.5) par effet de boulon et béton projeté ;

✓ La valeur de la force de soutènement des blocs instables diminue lorsque on utilise le soutènement par boulons, elle s'annule quand les blocs atteignent la stabilité ;

✓ Les Blocs [8] sont devenus stables on ajoutant des boulons ;

- **Détermination de la combinaison la plus critique pour chaque affleurement**

Tableau VI.12. Les blocs clés critiques formés par les combinaisons entre les joints relevés dans le premier affleurement (Unwedge 3.0)

Les combinaisons	La pression de support (t/m^2)	Le facteur de sécurité	Le bloc concerné	Le volume de bloc concerné (m^3)	La masse de bloc concerné (t)
J1, J2, J4	3.81	0.446	Roof wedge [5]	10.498	28.345
J2, J3, J4	1.79	0.265	Upper right wedge [7]	5.473	14.777
J1 ,J2,J3	0.91	0.666	Upper left wedge [6]	3.970	10.718
J1 ,J3,J4	0	401.838	Floor wedge[1]	0.056	0.152

Tableau VI.13. Les blocs clés critique formés par les combinaisons entre les joints relevés dans le troisième affleurement (Unwedge 3.0)

Les combinaisons	La pression de support (t/m^2)	Le facteur de sécurité	Le bloc concerné	Le volume de bloc concerné (m^3)	La masse de bloc concerné (t)
J2', J3', J4'	1.49	0.644	Upper left wedge [7]	5.900	15.931
J1', J2', J4'	1.39	0.600	Upper left wedge [7]	10.342	27.922
J1' ,J3',J4'	0.06	0	Roof wedge [8]	0.005	0.012
J1' ,J2',J3'	0	0	Roof wedge [8]	0	0

- **Interprétation**
  - La combinaison critique des familles des joints relevés dans le premier affleurement

La combinaison de trois plans des familles des discontinuités suivantes : J1 (66/159), J2 (83/202), J4 (4/147) est la combinaison critique. Le bloc clé critique formé par cette combinaison est le bloc [5], d'un facteur de sécurité égale à 0.446 et d'une pression de support requise pour ce bloc est d'ordre de $1.46 t/m^2$, une valeur maximale par rapport à celle des blocs instables formés par d'autres combinaisons.

  - La combinaison critique des familles des joints relevés dans le deuxième affleurement

La combinaison de trois plans des familles des discontinuités suivantes : J2' (61/22), J3' (28/197), J4' (64/309) est la combinaison critique. Le bloc clé critique formé par la combinaison des trois familles des joints J2', J3', J4' est le bloc [7], d'un facteur de sécurité égale à 0.644, et d'une pression de support requise pour ce bloc est d'ordre de 1.49t/m^2, une valeur maximale par rapport à celle des blocs instables formés par d'autres combinaisons

- **L'influence de soutènement de bloc clé sur la stabilité des blocs critiques des autres combinaisons**

- **Pose des boulons**

  ✓ **Le premier affleurement**

Tableau VI.14. L'influence de la stabilisation de bloc clé critique par des boulons sur le FS des blocs critiques des autres combinaisons (Unwedge 3.0)

Les combinaisons	PS après soutènement (t/m^2)	FS	Le bloc concerné	Le volume de bloc concerné (m^3)	La masse de bloc concerné(t)
J1, J2, J4	1.73	0.703	Roof wedge [5]	10.498	28.345
J2, J3, J4	0	1.669	Upper right wedge [7]	5.473	14.777
J1 ,J2,J3	0	1.772	Upper left wedge [6]	3.970	10.718
J1 ,J3,J4	0	401.838	Floor wedge[1]	0.056	0.152

  ✓ **Le troisième affleurement**

Tableau VI.15. L'influence de la stabilisation de bloc clé critique par des boulons sur le FS des blocs critiques des autres combinaisons (Unwedge 3.0)

Les combinaisons	Ps après soutènement (t/m^2)	FS	Le bloc concerné	Le volume de bloc concerné (m^3)	La masse de bloc concerné (t)
J2', J3', J4'	0.66	1.123	Upper left wedge [7]	5.900	15.931
J1', J2', J4'	0.7	1.047	Upper left wedge [7]	10.342	27.922
J1' ,J3',J4'	0	0.06	Roof wedge [8]	0.005	0.012
J1' ,J2',J3'	0	0	Roof wedge [8]	0	0

- **Interprétation**
  - ✓ La pose des boulons a permis l'évolution de la valeur de FS de bloc critique mais il reste toujours instable (FS<1.5), il nécessite d'ajouter une couche de béton projeté ;
  - ✓ Les boulons misent pour stabiliser les blocs critiques [5] (J1, J2, J4) et [7] (J2', J3', J4') ont permis l'augmentation de facteur de sécurité des autres blocs potentiellement instables des autres combinaisons FS>1.5 ;

- **Pose de béton projeté**

Les caractéristiques de béton projeté utilisé pour la stabilisation de bloc critique sont citées antérieurement.

✓ **Le premier affleurement**

Tableau VI.16. L'influence de la stabilisation de bloc clé critique par des boulons et de béton projeté sur le FS des blocs critiques des autres combinaisons (Unwedge 3.0)

Les combinaisons	Ps après soutènement (t/m^2)	FS	Le bloc concerné	Le volume de bloc concerné (m^3)	La masse de bloc concerné (t)
J1, J2, J4	0	11.469	Roof wedge [5]	10.498	28.345
J2, J3, J4	0	12.150	Upper right wedge [7]	5.473	14.777
J1 ,J2,J3	0	25.012	Upper left wedge [6]	3.970	10.718
J1 ,J3,J4	0	401.838	Floor wedge[1]	0.056	0.152

✓ **Le troisième affleurement**

Tableau VI.17. L'influence de la stabilisation de bloc clé critique par des boulons sur le FS des autres blocs critiques des autres combinaisons (Unwedge 3.0)

Les combinaisons	Ps après soutènement (t/m^2)	FS	Le bloc concerné	Vde bloc concerné (m^3)	M de bloc concerné (t)
J2', J3', J4'	0	17.336	Upper left wedge [7]	5.900	15.931
J1', J2', J4'	0.7	9.858	Upper left wedge [7]	10.342	27.922
J1' ,J3',J4'	0	0.06	Roof wedge [8]	0.005	0.012
J1' ,J2',J3'	0	0	Roof wedge [8]	0	0

- **Interpretation**
  - ✓ La pose des boulons et béton projeté a permis l'augmentation de la valeur de FS de bloc critique dont il a atteint la stabilité ;
  - ✓ Les boulons et le Béton projeté mises pour stabiliser le bloc critique de toit [5], a permis l'augmentation de facteur de sécurité des blocs qui ont été critiques de chaque combinaison ;
  - ✓ L'ajout des boulons et le béton projeté n'a aucun effet sur les blocs formés par les combinaisons J1', J3', J4'et J1', J2', J3' ;
- **Discussion des résultats**
  - ✓ L'ajout des boulons et de béton projeté pour la stabilisation de bloc clé formé par la combinaison critique a une influence sur la stabilisation des blocs critiques voisins formés par d'autres combinaison ;
  - ✓ Il suffit de stabiliser les blocs critiques formés par la combinaison critique pour stabiliser quelques blocs voisins formés par d'autre combinaisons, dont il a un intérêt économique et technique.

VI.3 Etude dynamique de la stabilité de tunnel N°3 par Unwedge

VI.3.1 Le facteur séismique

La séismicité de notre zone d'étude est déterminée en se référant à la règlementation parasismique algérienne appliquée aux ouvrages d'art.

Le coefficient de l'accélération séismique (A) est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{A = a_N/g}$$

a_N : L'accélération séismique nominale ;

g : accélération gravitationnelle (10 m/s^2) ;

Notre tunnel est classé parmi les tunnels importants alors la valeur du Coefficient d'accélération séismique de la région de Kherrata (zone séismique II a) est A = 0.2

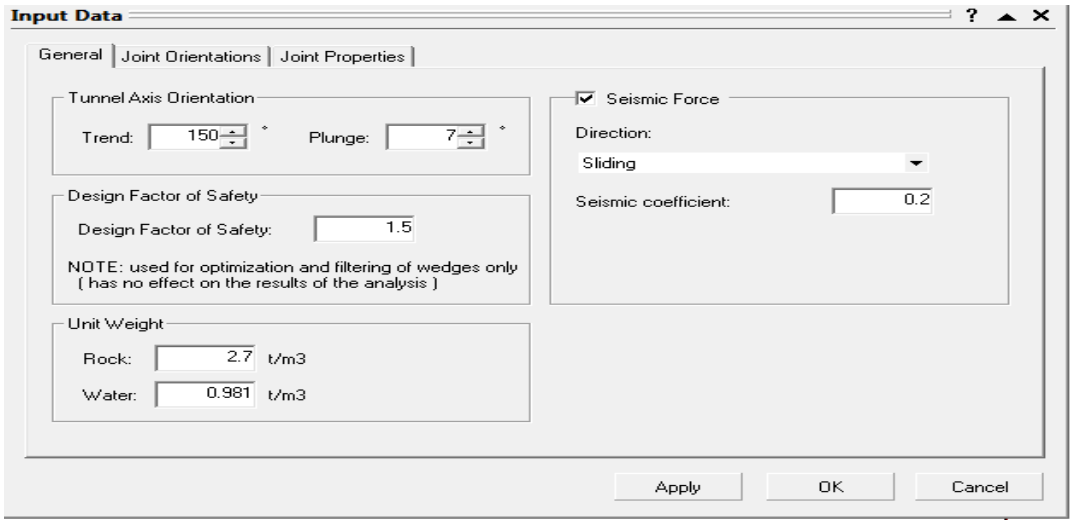


Figure V.20. Input Data général état dynamique (Unwedge 3.0)

VI.3.2 La partie centrale de tunnel relevée par le premier et le troisième affleurement

- **Premier affleurement**

a) la phase sans soutènement

✓ **La combinaison entre les joints**

a. Combinaison des joints J1 (66/159), J2 (83/202), J3 (4/147)

Tableau VI.18. Les informations sur les blocs formés par les familles de discontinuités J1, J2, J3 obtenues par Unwedge

	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	Ps (t/m^2)état statique	FS état statique	Ps (t/m^2) état dynamique	Fs état dynamique
Floor wedge [3]	0.006	0.017	Sliding on joints 2 and 3 in direction (112/3)	0	876.182	0	197.567
Upper right wedge [4]	7.139	19.276	Sliding on joints 1 and 2 in direction (125/62)	0	1.891	0	1.541
Lower left wedge [5]	0.458	1.237	Unconditionaly stable	0	Stable	0	stable
Upper left wedge [6]	2.326	6.280	Sliding on joint 2 in direction (202/83)	0.71	0.701	0.98	0.584
Roof wedge [8]	0	0	Falling wedge in direction (0/90)	0.01	0	0.01	0

b .Combinaison des joints J1 (66/159), J2 (83/202), J4 (90 /140)

Tableau VI.19. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J1, J2, J4 obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	Ps (t/m^2) état statique	Fs état statique	Ps (t/m^2) état dynamique	Fs état dynamique
Lower left wedge [2]	0	0.001	Sliding on joints 1 and 4 in direction (230/36)	0	46.154	0	34.473
Lower right wedge [3]	0.008	0.022	Sliding on joints 1 and 2 (125/62)	0	18.106	0	14.758
Floor wedge [4]	32.106	86.687	Unconditionaly stable	0	Stable	0	stable
Roof wedge [5]	10.213	27.567	Sliding on joint 2 in direction (202/83)	3.78	0.448	4.63	0.375
Lower left wedge [6]	0.009	0.024	Sliding on joints 2 and 4 in direction (230/82)	0	14.084	0	11.718
Upper right wedge [7]	0.097	0.262	Sliding on joint 4 in direction (0/90)	0	3.055	0	2.546

c. Combinaison J2 (83/202), J3 (4/147), J4 (90 /140)

Tableau VI.20. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J2, J3, J4 obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture Et direction de glissement (direction /pendage)	Ps(t/m^2) état statique	Fs état statique	Ps (t/m^2)état dynamique	Fs état Dynamique
Floor [1]	0.024	0.063	Sliding on joint 3 in direction (147/4)	0	378.691	0	97.926
Lower left wedge [2]	0	0.001	Sliding on joints 3 and 4 in direction (230/0)	0	2020.389	0	82.567
Upper left wedge [4]	5.776	15.596	Sliding on joints 2 and 4 in direction (230/82)	0.53	1.013	0.86	0.843
Lower right wedge [5]	0.202	0.546	Sliding on joints 2 and 3 in direction (112/3)	0	59.731	0	13.132
Upper right wedge [7]	3.090	8.343	Sliding on joints 4 in direction (0/90)	1.76	0.351	2.22	0.292
Roof wedge[8]	0	0	Sliding on joint 4 in direction (0/90)	0	2.246	0	1.871

d. Combinaison J1 (66/159), J3 (4/147), J4 (90 /140)

Tableau VI.21. Les informations des blocs formés par les familles des discontinuités J1, J3, J4 obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	Ps (t/m^2) état statique	Fs état statique	PS (t/m^2) état dynamique	Fs état dynamique
Floor wedge [1]	0.003	0.007	Sliding on joint 3 in direction (147/4)	0	1084.650	0	280.480
Upper left wedge [4]	44.430	119.962	Sliding on joints 1 and 4 in direction (230/36)	0	4.642	0	3.468
Lower right wedge [5]	18.296	49.400	Sliding on joints 1 and 3 in direction (69/1)	0	99.808	0	6.960
Roof wedge [7]	0.04	0.107	Sliding on joint 4 in direction (0/90)	0	3.018	0	2.515

- **Interprétation des résultats**

- ✓ Toutes les combinaisons sont données des blocs stables et instables ;
- ✓ Les blocs stables et instables sont les mêmes que l'état statique mais avec diminution de la valeur de facteur de sécurité et augmentation de la pression de soutènement.
- ✓ La valeur de FS des blocs instables dans le cas dynamique a diminué par rapport à l'état statique, ils exigent des pressions de soutènement élevés ;
- ✓ L'intervention de l'effet séismique dans l'instabilité, en plus de l'effet gravitationnel ;
- ✓ la valeur de facteur de sécurité de bloc instable [8] formé par la combinaison J1, J2, J3 est la même que l'état statique, ceci est du à la force séismique, elle est dans la même direction de mouvement des blocs instables dont leurs types de rupture est le glissement. L'effet séismique dans ce cas n'affecte pas les blocs qui s'écroulent (la direction de chute des blocs et la direction de la force séismique sont différentes) mais il y a augmentation de la force de pression dans le cas dynamique pour le bloc instable [8] formé par la combinaison J1, J2, J3 ;

- ✓ Les blocs stables n'exigent pas le soutènement pour cette raison leur pression de soutènement est nulle ;
- ✓ Les blocs stables qui ne sont pas susceptibles de devenir instables dans le cas statique, reste toujours stables dans le cas dynamique et ils ne peuvent pas se déstabiliser.
- ✓ Les modes de ruptures et la direction de rupture des blocs instables restent les mêmes estimés dans le cas statiques, et ils sont les mêmes supposés pour les blocs stables lorsque leur facteur de sécurité sera inférieur à 1.5 ;

➢ **Troisième affleurement**

Les résultats des combinaisons des discontinuités du troisième affleurement dans le cas dynamique ainsi que l'interprétation sont consignés on le tableau en annexe VII.

– **Phase de soutènement**

Selon la recommandation le soutènement de Q Barton est le soutènement adéquat pour la stabilisation des blocs clés par des boulons type simple bolt force et de béton projeté.

✓ **Les caractéristiques de boulon simple bolt force**

Les caractéristiques des boulons introduites dans Unwedge ont les mêmes que celles citées auparavant. Le seul paramètre qui change est la force exercée par le boulon dont la valeur est donnée par Unwedge pour chaque bloc (annexe VI)

✓ **Les caractéristiques du béton projeté**

Les caractéristiques du béton projet qu'on va mettre pour stabiliser les blocs si le renforcement par des boulons s'avère insuffisant pour que les blocs atteignent un FS supérieur à 1.5 mentionnées auparavant.

- **Pose boulons et béton projeté**

Tableau VI.22. Tableau récapitulatif de l'influence de soutènement sur la valeur de facteur de sécurité de massif du premier affleurement dans le cas dynamique

Les combinaisons	Blocs	PS avant soutènement (t/m^2)	Ps avec soutènement (boulons) (t/m^2)	PS après soutènement (boulons + béton projeté) (t/m^2)	F_S Sans soutènement	F_S avec soutènement (boulons)	F_S avec soutènement boulon + béton projeté
J_1 J_2 J_3	Upper left wedge [6]	0.71	0.70	0	0.701	0.851	24.584
	Roof wedge [8]	0	0.01	0	0.01	0	2257.737
J_1 J_2 J_4	Roof wedge [5]	0.448	2.85	0	3.78	0.840	9.981
J_2 J_3 J_4	Upper left wedge [4]	1.013	1.56	0	0.53	0.649	20.356
	Upper right wedge [7]	1.76	0.70	0	0.351	0.851	14.371

Tableau VI.23. Tableau récapitulatif de l'influence de soutènement sur la valeur de facteur de sécurité de massif du troisième affleurement dans le cas dynamique

Les combinaisons	Blocs	Ps avant soutènement (t/m^2)	Ps avec soutènement (boulons) (t/m^2)	Ps avec soutènement (boulons + béton projeté) (t/m^2)	F_S sans Soutènement	F_S avec soutènement (boulons)	F_S avec soutènement (boulon + béton projeté)
J1', J2', J4'	Upper right wedge [6]	1.17	0.76	0	0.742	1.006	16.501
	Upper left wedge [7]	1.88	0.88	0	0.558	1.061	9.453
J2', J3', J4'	Upper right wedge [4]	1.13	0.76	0	0.727	0.957	16.939
	Upper left wedge [7]	1.96	1.28	0	0.555	0.88	13.866
	Roof wedge [8]	0.1	0	/	0	6.505	/
J1', J3', J4'	Roof wedge [8]	0.06	0	/	0	3.957	/

- ✓ On remarque que la valeur de facteur de sécurité augmente par l'effet des boulons mais les blocs potentiellement instables formés par les combinaisons restent toujours instables (F_s<1.5) mais ils deviennent stables (F_s>1.5) par effet de boulon et béton projeté ;
- ✓ La valeur de la force de soutènement des blocs instables diminue lorsque on utilise le soutènement par boulons et elle s'annule quand les blocs atteignent la stabilité ;
- ✓ Le Bloc [8] formé dans le massif de premier affleurement est devenu très stable on ajoutant le béton projeté et en enlevant le boulonnage qui n'a aucun effet sur sa stabilité parce qu'il a un volume négligeable par rapport à la longueur de boulon contrairement aux deux blocs [8] formés dans le troisième affleurement qui se stabilisent par l'effet de boulonnage alors ils nécessitent pas l'ajout de béton projeté ;

- **La détermination de la combinaison la plus critique pour chaque affleurement dans le cas dynamique**

Tableau VI.24. Les blocs clés critiques formés par les combinaisons entre les joints relevés dans le premier affleurement (Unwedge 3.0)

Les combinaisons	La pression de supporte avant soutènement état dynamique (t/m^2)	Le facteur de sécurité état dynamique	Le bloc concerné	Le volume de bloc concerné (m^3)	La masse de bloc concerné (t)
J1, J2, J4	4.77	0.378	Roof wedge [5]	9.481	28.345
J2, J3, J4	2.31	0.247	Upper right wedge [7]	4.392	14.777
J1 ,J2,J3	0.98	0.584	Upper left wedge [6]	2.326	10.718
J1 ,J3,J4	0	103.991	Floor wedge[1]	0.056	0.152

Tableau VI.25. Les blocs clés critiques formés par les combinaisons entre les joints relevés dans le troisième affleurement (Unwedge 3.0)

Les combinaisons	Ps avant soutènement état dynamique (t/m^2)	Fs état dynamique	Le bloc concerné	Le volume de bloc concerné (m^3)	La masse de bloc concerné(t)
J2', J3', J4'	2.07	0.527	Upper left wedge [7]	5.900	15.931
J1', J2', J4'	1.90	0.491	Upper left wedge [7]	10.342	27.922
J1' ,J3',J4'	0.19	1.492	Roof wedge [8]	0.005	0.012
J1' ,J2',J3	0	0	Roof wedge [8]	0	0

- **Interprétation**
  - La combinaison critique des familles des joints relevés dans le premier affleurement

La combinaison de trois plans des familles des discontinuités suivantes : J1 (66/159), J2 (83/202), J4 (4/147) est la combinaison critique. Le bloc clé critique formé par cette combinaison est le bloc [5], d'un facteur de sécurité égale à 0.378 et d'une pression de support requise pour ce bloc est d'ordre de 4.77 t/m^2, une valeur maximale par rapport à celle des blocs instables formés par d'autres combinaisons.

  - La combinaison critique des familles des joints relevés dans le deuxième affleurement

La combinaison de trois plans des familles des discontinuités suivantes : J2' (61/22), J3' (28/197), J4' (64/309) est la combinaison critique. Le bloc clé critique formé par la combinaison des trois familles des joints est le bloc [7], d'un facteur de sécurité égale à 0.527, et d'une pression de support requise pour ce bloc est d'ordre de 2.07 t/m^2, une valeur maximale par rapport à celle des blocs instables formés par d'autres combinaisons.

VI.4 étude comparative entre l'état statique et dynamique

- ✓ **Le premier affleurement**

Tableau VI.26. Tableau récapitulatif de l'influence des boulons sur la valeur de facteur de sécurité (état statique, état dynamique)

Les combinaisons	Blocs	Ps avec soutènement (t/m^2) état statique	F_S avec soutènement état statique	Ps avec soutènement (t/m^2) état dynamique	F_S avec soutènement état dynamique
J_1 J_2 J_3	Upper left wedge [6]	0.51	0.934	0.70	0.851
	Roof wedge [8]	0.01	0	0.01	0
J_1 J_2 J_3	Roof wedge [5]	1.77	1.009	2.85	0.840
J_2 J_3 J_4	Upper left wedge [4]	0.29	1.233	0.47	1.140
	Upper right wedge [7]	1.24	0.690	1.56	0.649

Tableau VI.27. Tableau récapitulatif de l'influence de soutènement sur la valeur de facteur de sécurité (état statique, état dynamique)

Les combinaisons	Blocs	Ps avec soutènement (boulons + béton projeté) (t/m^2)	PS (boulons + béton projeté) (t) état dynamique	F_S avec soutènement boulon + béton projeté	F_S avec soutènement boulon + béton projeté état dynamique
J_1 J_2 J_3	Upper left wedge [6]	0	0	28.322	24.584
	Roof wedge [8]	0	0	2267.431	2257.737
J_1 J_2 J_3	Roof wedge [5]	0	0	11.848	9.981
J_2 J_3 J_4	Upper left wedge [4]	0	0	24.363	20.356
	Upper right wedge [7]	0	0	16.621	14.371

Tableau VI.28. Les blocs clés critique formés par les combinaisons entre les joints relevés dans le premier affleurement (Unwedge 3.0)

Les combinaisons	Ps avant soutènement état statique (t/m^2)	Fs état statique	Ps avant soutènement état dynamique (t/m^2)	Fs état dynamique	Le bloc concerné	Le volume de bloc concerné (m^3)	La masse de bloc concerné (t)
J1, J2, J4	3.81	0.446	4.77	0.378	Roof wedge [5]	9.481	28.345
J2, J3, J4	1.79	0.265	2.31	0.247	Upper right wedge [7]	4.392	14.777
J1 ,J2,J3	0.91	0.666	0.98	0.584	Upper left wedge [6]	2.326	10.718
J1 ,J3,J4	0	401.838	0	103.991	Floor wedge [1]	0.056	0.152

- ✓ **Le troisième affleurement**

Tableau VI.29. Tableau récapitulatif de l'influence des boulons sur la valeur facteur de sécurité (état statique, état dynamique)

Les combinaisons	Blocs	PS avec soutènement (t/m^2) état statique	F_S avec Soutènement état statique	PS avec soutènement (t/m^2) état dynamique	F_S avec soutènement état dynamique
J1', J2', J4'	Upper right wedge [6] d'une hauteur maximal de =1.8 m	0.48	1.117	0.76	1.006
	Upper left wedge [7] d'une hauteur maximal de =1.8 m	0.62	1.12	0.88	1.061
J2', J3', J4'	Upper right wedge [4] d'une hauteur maximal de =1.8 m	0.51	1.074	0.76	0.957
	Upper left wedge [7] d'une hauteur de =1.83 m	0.91	0.960	1.28	0.88
	Roof wedge [8] d'une hauteur de =0.07 m	0	7.025	0	6.505
J1', J3', J4'	Roof wedge [8] (h =0.05 m)	0	4.646	0	3.957

Tableau VI.30 . Tableau récapitulatif de l'influence de soutènement sur la valeur de facteur de sécurité (état statique, état dynamique)

Les combinaisons	Blocs	Ps avec soutènement (boulons + béton projeté) (t/m^2)	F_S avec soutènement boulon + béton projeté	Ps avec soutènement (boulons + béton projeté) ((t/m^2) état dynamique	F_S avec soutènement boulon + béton projeté état dynamique
J1', J2', J4'	Upper right wedge [6]	0	19.583	0	16.501
	Upper left wedge [7]	0	11.057	0	9.453
J2', J3', J4'	Upper right wedge [4]	0	20.092	0	16.939

Tableau VI.31. Les blocs clés critiques formés par les combinaisons entre les joints relevés dans le troisième affleurement (Unwedge 3.0)

Les combinaisons	PS état statique (t/m^2)	FS état statique	PS état dynamique (t/m^2)	FS état dynamique	Le bloc concerné	Volume de bloc concerné (m^3)	masse de bloc concerné(t/m^2)
J2', J3', J4'	1.49	0.644	2.07	0.527	Upper left wedge [7]	5.900	15.931
J1', J2', J4'	1.39	0.600	1.90	0.491	Upper left wedge [7]	10.342	27.922
J1' ,J3',J4'	0.06	0	0.19	1.492	Roof wedge [8]	0.005	0.012
J1' ,J2',J3'	0	0	0	0	Roof wedge [8]	0	0

- **Interprétation**

- Diminution des valeurs de facteur de sécurité des blocs stables et instables dans l'état dynamique,
- L'augmentation de pression de soutènement instable dans l'état dynamique ;
- les deux cas statique et dynamique ont donné la même combinaison critique et blocs clés ;

Conclusion

- La combinaison entre trois plans de discontinuités relevées par le premier et le troisième affleurement donne des blocs stables et instables. Ces derniers sont les mêmes qui étaient formés dans le cas statique et dynamique.

- Dans le cas statique les blocs sont affectés par la gravité, par contre dans le cas dynamique, ils sont affectés par l'effet de gravitationnel et séismique dont la force séismique est dans la même direction de glissement des blocs.
- On utilise des soutènements qui assure une stabilité à long terme dont l'effet séismique ne peut pas affecter la stabilité des blocs et de tunnel ;
- Dans notre cas l'effet séismique a une influence très minime sur la stabilité des blocs puis sur la stabilité de tunnel noté 3, diminution peu considérable de facteur de sécurité parce que la zone où se situe le tunnel N°3 est d'une séismicité moyenne.
- Les recommandations de Q Barton prise pour le soutènement des blocs instables formés par chaque combinaison montrent une faisabilité en terme technique mais non économique ;

Conclusion générale

A la base des données récoltées du terrain et en réalisant un ensemble des levées géostructuraux sur différents affleurements, on est arrivé à caractérisé le massif étudier ainsi le modéliser par la théorie des blocs sur le logiciel Unwedge afin d'analyser et d'évaluer les résultats obtenus.

Cette démarche nous a permis de tirer les constations suivantes :

- L'analyse stéréographique des discontinuités localisées le long des affleurements relevés montre que certains discontinuités se regroupent en famille dont la direction est la même, ces dernières peuvent s'intersectées et conduisent à la formation des blocs tétraédriques ;
- La classification semi-empiriques établie à la base des observations du terrain nous a permet de déduire que le massif de la partie centrale de tunnel N^0 3 est d'une qualité qui varie de très mauvaise à moyenne ;
- Vu que les résultats de classification de Q Barton à donner à une qualité très médiocre par rapport au RMR, alors pour le choix de soutènement on a pris le cas le plus défavorable en terme de qualité de massif étudiée (massif calcaire de très mauvaise qualité). Alors le type de soutènement recommandé par Q Barton est le béton projeté d'épaisseur compris entre 12 et 15 cm, et d'une énergie d'absorbation de 700 J renforcé par de treillis à soudée en couche doublé d'un diamètre qui varie entre 16 et 20 mm, avec l'ancrage de la roche par des boulons d'une longueur qui varie entre 1.7 m et 2.11m (Sfr (E700) +RRS I+B) ainsi l'épaisseur final de béton projeté est de l'ordre de 45 cm.

Afin de valider la recommandation de soutènement obtenu par la classification semi-empirique on a opté pour la théorie des blocs (Unwedge 3.0), permettant d'évaluer la stabilité par la détermination de facteur de sécurité (FS).

L'analyse de la stabilité à l'aide du logiciel Unwedge à travers le calcul de facteur de sécurité montre les résultats suivants :

- La combinaison entre trois plans de discontinuités relevées par le premier affleurement et le troisième affleurement donne des blocs stables que ce soit au niveau de la calotte et au niveau du stross sont instables, ces derniers sont les mêmes qui se sont formés dans le cas statique et dynamique.
- Dans le cas statique les blocs sont affectés par la gravité, par contre dans le cas dynamique, ils sont affectés par l'effet de la gravité et de la force séismique, dont elle

a une même direction que celle du glissement des blocs et elle a un effet négligeable puisque la région d'étude présente une séismicité moyenne.

- L'application du soutènement recommandé a été réalisée en plusieurs étapes pour évaluer à chaque fois son effet sur les pressions des blocs et sur le facteur de sécurité.
- On a constaté que le soutènement qu'avec le boulonnage des zones instables ne permettent pas d'atteindre la stabilité requit pour ce type d'ouvrage.
- La combinaison entre boulonnage et béton projetée sur les instabilités a permet la stabilisation des blocs.
- On a déduit que la valeur de la pression de soutènement diminue au fur à mesure de l'évolution de la valeur du facteur de sécurité, elle s'annule lorsque les blocs atteignent la stabilité ;
- La stabilisation de bloc clé par l'ajout des boulons et de béton a une influence sur la stabilisation des blocs critiques voisins formés par d'autres combinaisons.

En dernier, le soutènement préconisé par la classification de Q Barton a été validé et confirmer par le logiciel Unwdge, qui a démontré la fiabilité de la recommandation.

Annexe I : La Classification géomecaniques

1. Les systèmes de classification

Tableau I.1. Les majors systèmes de classification (Coser S., 2004)

Les systemes de classification	Originator	Country of origin	Application of
Rock Load	Terzaghi, 1946	USA	Tunnel with steel support
Stand -up time	Lauffer, 1958	Australia	Tunneling
New Australian Tunneling methods (NATM)	Pacher and al...1964	Australia	Tunneling
Rock Quality Designation (RQD)	Deere and al...1967	USA	Core logging, tunneling
Rock Structure Rating(RSR)	Wickham and al...1972	USA	Tunneling
Rock Mass Rating (RMR)	Bieniawski, 1973(last modification1989 USA)	South Africa	Tunnels, mines, slopes, fondations
Modified rock Mass Rating (M-RMR)	Unal et Ozkan, 1990	Turkey	Mining
Rock Mass Quality (Q)	Barton and al...1974(last modification 2002)	Norway	Tunnels, mines, Fondations
Strength –Blok size	Franklin, 1975	Canada	Tunneling
Basic Geotechnical classification	ISRM, 1981	International	General
Rock Mass Strength (RMS)	Stille et al.1982	Sweden	Metal mining
Unified Rock Mass Classification System(URCS)	Williamson,1984	USA	General
Communication weakening coefficient system(WSC)	Singh, 1986	India	Coal mining
Rock Mass Index	Plamstöm, 1996	Sweden	Tunneling

Geological Strength Index(GSI)	Hoek and Brown ,1997	Canada	All underground

2. La classification de Terzaghi

Tableau I.2. Hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel (Terzaghi K.,1946)

Nature de la roche	Charge Hp(1)	Remarques
Dure et intacte	0	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
Dure et stratifiée	0 à 0.5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques joints	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un joint à un autre
Modérément ébouleuse	0.25 à 0.35 (B+Ht)	Pas de pression latérale
Très ébouleuse	0.35 à 1.10 (B+Ht)	Peu ou pas de pression latérale
Complétement broyée mais chimiquement intacte	1.10 (B+Ht)	Pression latérale considérable
Roche fluante à profondeur modérée	1.10 à 2.10 (B+Ht)	Grande pression latérale cintres circulaires recommandés
Roche fluante à grande profondeur	2.10 à 4.50 (B+Ht)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche gonflante	Jusqu'à 75 m indépendant de (B+Ht)	Cintres circulaires, dans les extrêmes, utiliser des cintres coulissants

(1) Le toit en tunnel est présumé en dessous ou niveau hydrostatique.s'il est situé au-dessus, les valeurs données pour la roche modérément ébouleuse et pour la roche complétement broyée mais chimiquement intacte vont être réduite de 50%.

3. Le RMR (Rock Mass Rating)

✓ La chronologie de RMR

Le RMR a connue des modifications par Bieniawski dans des périodes chronologiques différentes qu'on va citer ci-dessous (Maceij A. ,2012) :

1. En 1974 : Bieniawski présente la première modification qui est un réarrangement des paramètres de classification dont le système de 8 à 6 paramètres et calibration des notes attribuables.
2. En 1976 : Le RMR a connue des modifications par rapport au design de support de terrain, et réduction de nombre de roches à 5 groupes dominants d'intervalle de 20 points chacun et introduit le concept de rugosité.
3. En 1979 : Bieniawski réajuste pour la dernière fois la valeur de coefficient pour l'eau la condition et l'espacement des joints.
4. En 1989, Bieniawski effectue la dernière modification pour le RMR, il a joint des directives de sélection pour le RMR, il a joint des directives de sélection du patron du support de terrain pour une combinaison de boulons mécaniques, béton projeté et arche d'acier selon la qualité de massif rocheux. Ces directives sont basées pour une excavation de 10m de largeur de type standard de fer à cheval selon des méthodes d'excavation standardisés de forage-sautage dans un massif rocheux de faibles contraintes inf. à 25 Mpa (≈1000 m pour une roche de densité standard).

Parmi ces versions du RMR, les versions 1976 et 1989 sont les versions les plus référées.

Tableau I.3. Les paramètres de RMR, notes et classification correspondante (Bieniawski Z.T., 1989)

Paramètres			Plages de valeurs					
1	Résistance da la roche intacte	Indice Francelin Is	>10 MPa	4-10 MPa	1-2 MPa	Pour les fables valeur de Is utilise la résistance en compression uniaxiale		
		Résist, compr, uniax δc	>250 MPa	100-250 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	<1 MPa
	Notation		**15**	**12**	**7**	**4**	**2**	**0**
2	**RQD**		90 % - 100%	75% -90%	50%- 75%	25% -50%		< 25%
	Notation		20	17	13	8		3
3	**Espacement**		>2 m	0,6 m -2 m	200mm -600mm	60mm – 200mm		<60mm
	Notation		**20**	**15**	**10**	**8**		**5**
4	**Nature des discontinuités**		Surfaces très rugueuse non continues épontes en contact épontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses épaisseur < 1mm épontes no altérées	Surfaces légèrement rugueuses épaisseur < 1mm Epontes fortement altérées	Surface lustrées ou remplissage < 5mm ou épaisseur de 1 à 5mm joint continu		Remplissage mou < 5mm ou épissure > 5mm joint continu
	Notation		**30**	**25**	**20**	**10**		**0**
5	**Eau**	Débit sur 10 m de longueur de tunnel (l/min)	Aucun	< 10 l/min	10 à 20 l/min	25 à 125 l/min		>125 l/min
		Ratio pression pression eau /contr. princ δ1	0	<0,1	0,1 – 0,2	0,2 – 0,5		>0,5
		Condition générale	Complétement sec	Humide	Mouillé	Suintant		débitant
	Notation		**15**	**10**	**7**	**4**		**0**
RMR = somme des notations des paramètres 1 à 5								

B. AJUSTEMENT DE LA VALEURE DE RMR EN FONCTION DE L'ORIANTATION DES DISCONTINUITES						
Direction de pendage		Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Notation	Tunnel	0	-2	-5	-10	-12
	Fondation	0	-2	-7	-15	-25
	talus	0	-5	-25	-50	-60
C. CLASSES DE MASSIF ROCHEUX DETERMINEES PAR RMR						
Valeur du RMR		100 - 80	80 – 61	60 - 41	21 - 40	< 20
Classe		I	II	III	IV	V
Description		Très bon rocher	Bon rocher	Roche moyen	Roche médiocre	Rocher très médiocre
D. PRORIETES GLOBALES ATTRIBUEES AU MASSIF ROCHEUX EN FONCTION DES CLASSES						
Classe		I	II	III	IV	V
Temps de tenue sans soutènement		20 ans pour une portée de 15 m	1 an pour une portée de 10 m	1 semaine pour une portée de 5 m	10 h pour une portée de 2,5	30 min pour une portée de 1 m
Cohésion du massif rocheux (KPa)		>400 kPa	300 à 400 kPa	200 à 300 kPa	100 à 200 KPa	< 100 kPa
Angle de frottement du massif rocheux (°)		>45°	35° à 45°	25° à 35°	15° à 25°	< 15°

E. INDICATIONS POUR LA NOTATION "NATURE DES DISCONTINUITES"

Longueur des discontinuités	< 1 m	de 1 à 3 m	de 3 à 10 m	de 10 à 20 m	> 20 m
Notation	6	4	2	1	0
Ouverture des discontinuités	aucune	< 0,1 mm	de 0,1 à 1 mm	de 1 à 5 mm	> 5 mm
Notation	6	5	4	1	0
Rugosité des épontes des discontinuités	Très rugueuse	Rugueuse	Légèrement rugueuse	Lisse	Lustrée
Notation	6	5	3	1	0
Altération des épontes	Non altéré	Légèrement altéré	Moyennement altéré	Très altéré	Décomposé
Notation	6	5	3	1	0
Matériau de remplissage des discontinuités	Aucun	Remplissage dur < 5 mm	Remplissage dur > 5 mm	Remplissage mou < 5 mm	Remplissage mou > 5 mm
Notation	6	4	2	2	0

Nota : Certaines conditions sont mutuellement exclusives. Par exemple, si du matériau de remplissage est présent, il n'est plus pertinent de considérer la rugosité dans la mesure où son effet sera effacé par celui du remplissage. Dans ce cas utiliser directement la notation du tableau A 4.

F. INFLUENCE DE L'ORIENTATION ET DU PENDAGE DES DISCONTINUITES POUR LA STABILITE DES TUNNELS

Horizontale du plan de discontinuité perpendiculaire à l'axe longitudinal du tunnel (creusement en travers bancs)		Horizontale du plan de discontinuité parallèle à l'axe longitudinal du tunnel (creusement en direction)	
Creusement dans le sens du pendage		Pendage 45° à 90° : **très défavorable**	Pendage 20° à 45° : **moyen**
Pendage 45° à 90° : **très favorable**	Pendage 20° à 45° : **favorable**		
Creusement contre le sens du pendage		Pendage 0° à 20° et orientation quelconque : **moyen**	
Pendage 45° à 90° : **moyen**	Pendage 20° à 45° : **défavorable**		

Tableau I.4. Les recommandations de soutènement d'un avant-projet par le RMR (Bieniawski Z.T., 1989)

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrages (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédrois	Complément de Soutènement	Type	Espacement
1	Généralement pas nécessaire						
2	1,5-2,0m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50mm	Néant	Néant	Non rentable	
3	1,0-1,5m	Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voûte	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1,5-2,0m
4	0,5-1,0m	Treillis soudé + 30- 50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0,7- 1,5m
5	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudé et boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton Projeté puis cintres lourds	0,7m

4. Le Q Barton

Tableau I.5. Les paramètres de Q system, notes et classification correspondante (Barton N. et al.,1974)

RQD (Rock Quality Designation)

Très médiocre	**RQD = 0-25%**
Médiocre	**25-50**
Moyen	**50-75**
Bonn	**75-90**
excellent	**90-100**
Note : **(i)** quand la valeur du **RQD** est <10 (y compris 0), on utilise une valeur nominale de 10 pour évaluer **Q** **(ii)** les intervalles **RQD** de 5, i.e. **100, 95, 90**, etc… sont suffisamment précis	

Jn (indice des familles de joints)

Roche massif, joints rares ou absents	**Jn = 0.5 - 1**
Une famille de joint	**2**
Une famille + joints erratique	**3**
Deux familles	**4**
Deux familles + joints erratique	**6**
Trois familles	**9**
Trois familles + joints erratique	**12**
Quatre familles ou plus, joints erratique	**15**
Roche broyé, meuble	**20**
Notes : (i) pour les intersections du tunnel, utiliser (3.0xJn), **(ii)** pour les tétés d'accès, utiliser (2.0xJn)	

Jr (indice de rugosité des joints)

a) Epontes en contact b) Epontes en contact après cisaillement de – de 10 cm		c) Epontes hors contacte après cisaillement	
Joints discontinus Joints ondulés, rugueux ou irrégulier Joints ondulés, lisses Joints ondulés, striés (lisses, luisants, polis) Joints plans, rugueux ou irréguliers Joint plans, lisses Joints plans, striés	**Jr = 4** **3** **2** **1.5** **1.5** **1.0** **0.5**	Zone argileuse d'épaisseur suffisent pou empêcher le contact Zone sableuse, graveleuse ou broyée d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	**Jr = 10**
Note : (i) les descriptions se réfèrent à des éléments de petites ou moyennes dimensions, dans cet ordre		**Note : (i)** ajouter 1.0 si l'espacement moyen des joints est supérieur à 3 m. **(ii) Jr=0,5** si les joints plans et striés comportent des aliénations et que celle-ci sont orientées de telle sorte qu'elles peuvent amorcer une rupture.	

Ja (indice d'altération de joints)

Epontes en contact	Caractère du joint		Condition	Epontes
	Joints propres	Joint serré, recimenté	Remplissage de quartez, épidote, etc.	**Ja = 0.75**
		Epontes non altérées	Pas d'enduit, taches superficielles	**1**
		Epontes légèrement altérées	Enduit minéral non radoucissant, grains sans argile	**2**
	Enduits ou remplissage	Enduits à frottement	Sable, silt, calcite, etc. (non radoucisant)	**3**
		Enduits à cohésion	Argile, chlorite, talc, etc. (radoucissant)	**4**
Epontes en ou hors contact	Remplissage	type	Epontes à contacte remplissage léger (**<5 mm**)	Epontes hors contact remplissage épais
	Matériaux frottant	Sable, silt, calcite, etc.	**Ja = 4**	**Ja = 8**
	Remplissage fortement surconsolidé	Remplissage compact d'argile, chlorite, talc, etc.	**6**	**5 -10**
	Remplissage légèrement surconsolidé	Surconsilidation légère ou moyenne d'argile, de chlorite, talc, etc.	**8**	**12**
	Remplissage d'argiles gonflantes	Matériaux gonflants (ex montmorillonite)	**8 -12**	**13- 20**

Jw (influence de l'eau en charge)

Excavation à sec ou faibles venues d'eau (<5 l/min localement)	**Pw < 1 kg/cm^3**	**Jw = 1**
Venues d'eau ou pression faibles, débourrage occasionnel au droit d'un joint	**1- 2.5**	**0.66**
Fortes venues d'eau ou pression importante dans du rocher à joint sans remplissage	**2.5 – 10**	**0.5**
Forte venues d'eau ou pression importante, débourrages fréquents	**2.5 – 10**	**0.3**
Très forte venues d'eau lors des tirs, diminuant ensuite avec le temps	**> 10**	**0.2 – 0.1**
Très forte venues d'eau lors ou pressions très importantes sans réduction notable avec le temps	**> 10**	**0.1 – 0.05**
Notes : **(i)** les 4 derniers indices sont des estimations grossières. Augmenter la valeur de **Jw** en cas de mise en place d'un dispositif de drainage. **(ii)** les problèmes particuliers liés à la formation de glace ne sont pas pris en compte		

SRF (stress Reduction Factor)

Ouvrage recoupant des zones de faiblesse provoquant la décompression du rocher lors du percement	Zones de faiblesse fréquentes, contenant de l'agile ou du rocher décomposé chimiquement, rocher environnant très décomprimé (toutes profondeurs)	**SRFT = 10**
	Zone de faiblesse individuelle, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (prof de l'excavation **> 50 m**)	**5**
	Zone de faiblesse individuelle, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (prof. De l'excavation **> 50 m**)	**2.5**
	Nombreuses zones de cisaillement individuelle en rocher sain, sans argile (toutes profondeurs)	**7.5**
	Zones de cisaillement individuelle en rocher sains, sans argile (prof. de l'excavation **< 50 m**)	**5**
	Zones de cisaillement individuelle en rocher rigide, sons argile (prof. de l'excavation **> 50 m**)	**2.5**
	Joints ouverte, rocher très fracturé et décomprimé, « morceaux de sucre », etc... (toutes profondeurs)	**5**

Note : (i) réduire l'indice **SRF** de **25** à **50%** si les zones de cisaillement influent sur l'excavation mais ne la traversent pas.

		σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
Rocher sain, problème de contrainte in situ	Contraintes faibles, excavation peu profonde	**>200**	**<0.01**	**2.5**
	Contraintes moyennes	**200-10**	**0.01-0.3**	**1**
	Contraintes importante, structure très serrée (condition normalement favorable a la stabilité mais peut être défavorable à la tenue des piedroits)	**10-5**	**0.3-0.4**	**0.5-2**
	Mouvement de toit modéré (rocher massif)	**5-3**	**0.5-0.65**	**5-50**
	Quelques "chutes de toit " (rocher massif)	**3-2**	**0.65-1**	**50-200**
	"chutes de toit "importantes (rocher massif)	**< 2**	**>1**	**200-400**

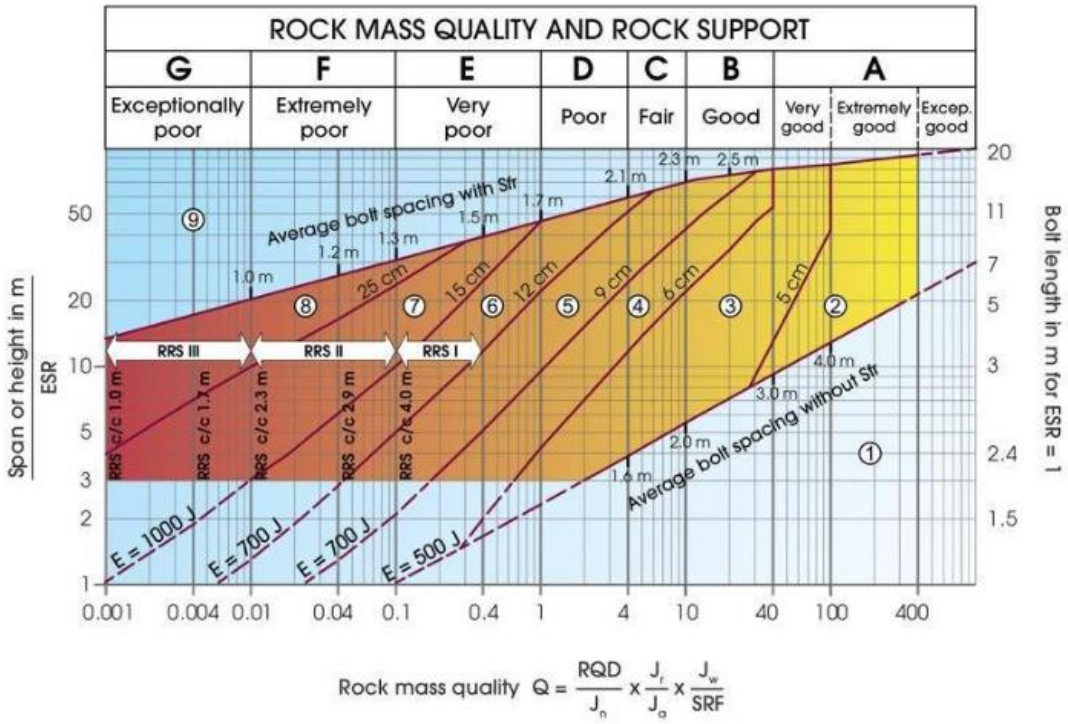
Notes : (ii) si l'état de contraintes initiales est fortement anisotrope (si mesuré) : pour $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$, réduire σ_c à **0.75** σ_c. Pour $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, réduire σ_c à **0.5** σ_c.
(iii) il est rare que la hauteur de couverture au-dessus du toit soit plus faible que la largeur de l'ouvrage. Si c'est le cas, il est suggéré de porter l'indice SRF de 2.5 à 5

			σ_θ/σ_c	SRF
Rocher "poussant"	Déformation plastique du rocher sous l'action de fortes contraintes naturelle	Moyenne pression	**1-5**	**5-10**
		Forte pression	**>5**	**10-20**
Rocher "gonflant"	Action chimique en fonction de la présence d'eau	Moyenne pression		**5-10**
		Forte pression		**10-15**

Tableau I.6. Le paramètre ESR (Excavation support ration) (Barton N. et al.,1974)

Excavation Support Ratio (ESR)

Catégorie d'excavation		ESR
A	Ouvertures temporaires dans les mines.	3 – 5
B	Ouvertures permanentes dans les mines, conduites forcées pour usines hydroélectriques, galeries pilote, puits et galeries d'avancement pour grandes excavations.	1.6
C	Chambres de stockage, installations de traitement des eaux, tunnels routiers et ferroviaires d'importance mineure, chambres d'équilibre et tunnels d'accès pour des projets hydro-électriques.	1.3
D	Centrales électriques souterraines, tunnels routiers et ferroviaires d'importance majeure, abris souterrains, portails et intersections de tunnels.	1.0
E	Centrales nucléaires souterraines, stations ferroviaires, aménagements sportifs et publics, usines souterraines.	0.8



Support categories

① Unsupported or spot bolting
② Spot bolting, **SB**
③ Systematic bolting, fibre reinforced sprayed concrete, 5-6 cm, **B+Sfr**
④ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
⑤ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
⑥ Fibre reinforced sprayed concrete and bolting, 12-15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E700)+RRS I +B**
⑦ Fibre reinforced sprayed concrete >15 cm + reinforced ribs of sprayed concrete and bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
⑧ Cast concrete lining, **CCA** or **Sfr (E1000)+RRS III+B**
⑨ Special evaluation

Bolts spacing is mainly based on Ø20 mm

E = Energy absorbtion in fibre reinforced sprayed concrete

ESR = Excavation Support Ratio

Areas with dashed lines have no empirical data

RRS - spacing related to Q-value

I
Si30/6 Ø16 - Ø20 (span 10m)
D40/6+2 Ø16-20 (span 20m)

II
Si35/6 Ø16-20 (span 5m)
D45/6+2 Ø16-20 (span 10m)
D55/6+4 Ø20 (span 20m)

III
D40/6+4 Ø16-20 (span 5 m)
D55/6+4 Ø20 (span 10 m)
Special evaluation (span 20 m)

Si30/6 = Single layer of 6 rebars, 30 cm thickness of sprayed concrete
D = Double layer of rebars
Ø16 = Rebar diameter is 16 mm
c/c = RSS spacing, centre - centre

Figure I.1. Les recommandations de soutènement selon le Q Barton et ESR (NGI, 2015)

Annexe II : les sondages carottés réalisés par l'entreprise OZGUN

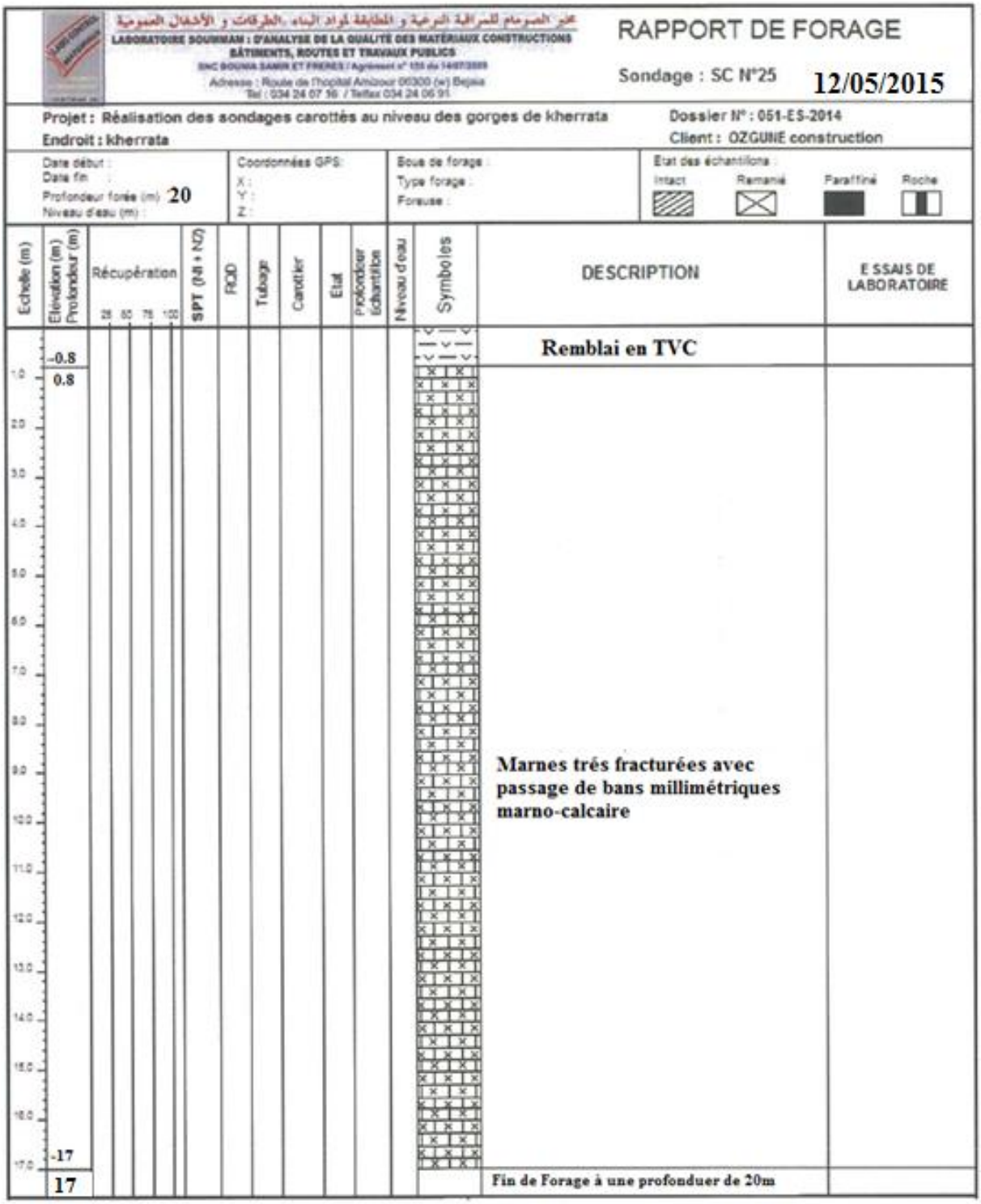


Figure II.1. La coupe de sondage carotté N°25 (Rapport des sondages des travaux d'aménagement des gorges de Kherrata ,2015)

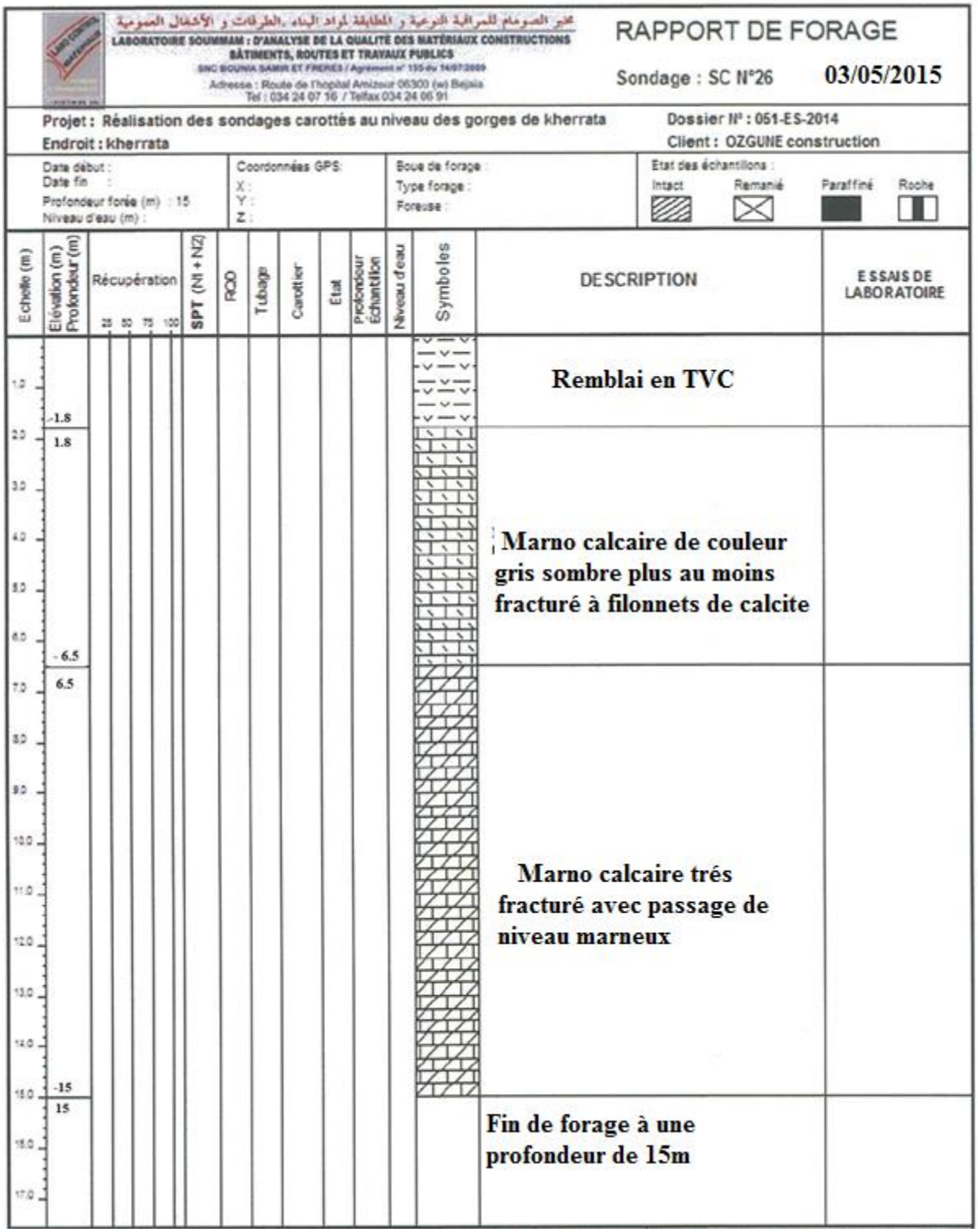


Figure II.2. La coupe de sondage carotté N°26 (Rapport des sondages des travaux d'aménagement des gorges de Kherrata, 2015)

Annexe III :résultats Roc lab

✓ **Le massif de premier affleurement**

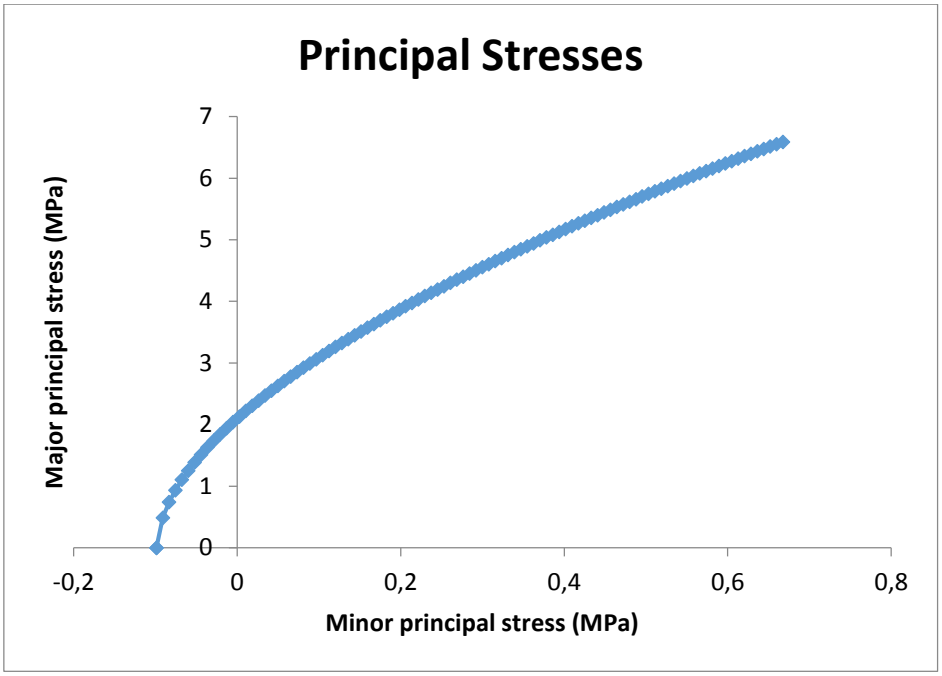


Figure III.1. La courbe représentative de la variation de la contrainte major en fonction de la contrainte minimal de la roche intacte (Roc Lab1)

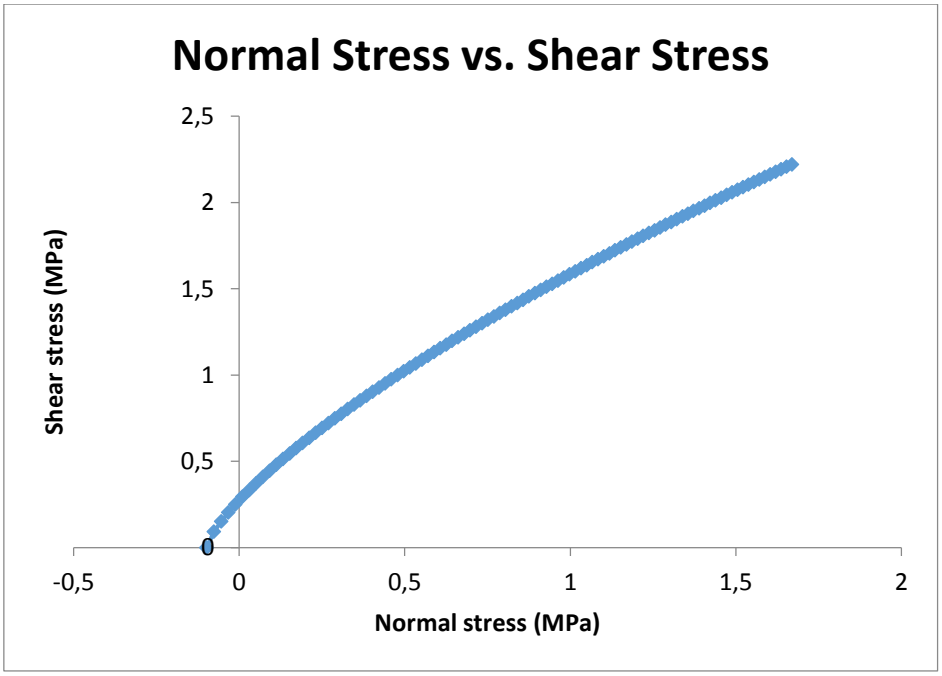


Figure III.2. La courbe représentative de la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normal de la roche intacte (Roc Lab1)

✓ **Le massif de deuxieme affleurement**

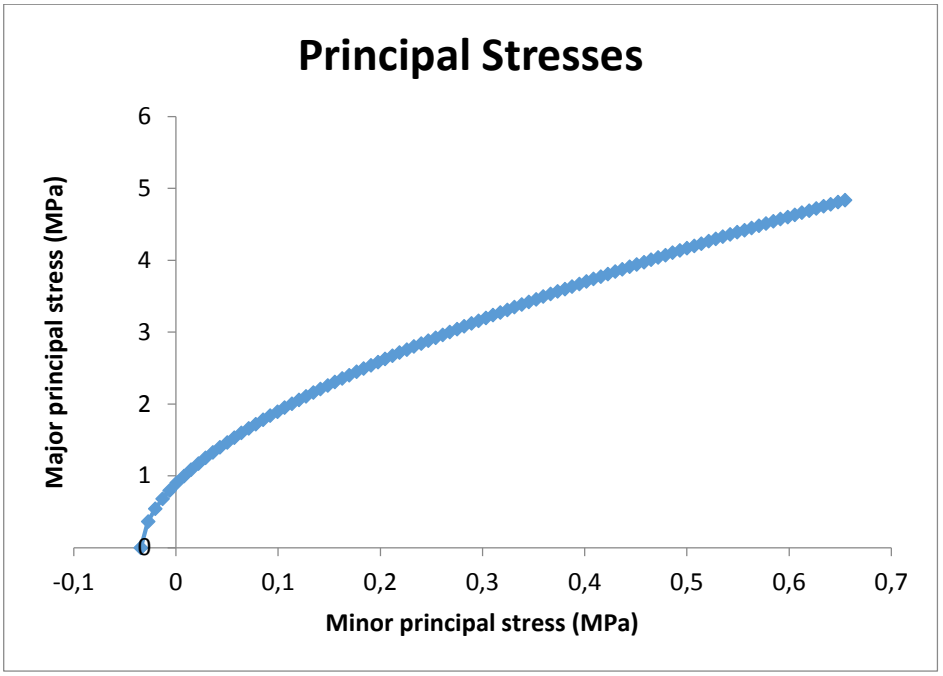


Figure III.3. La courbe représentative de la variation de la contrainte major en fonction de la contrainte minimal de la roche intacte (Roc Lab1)

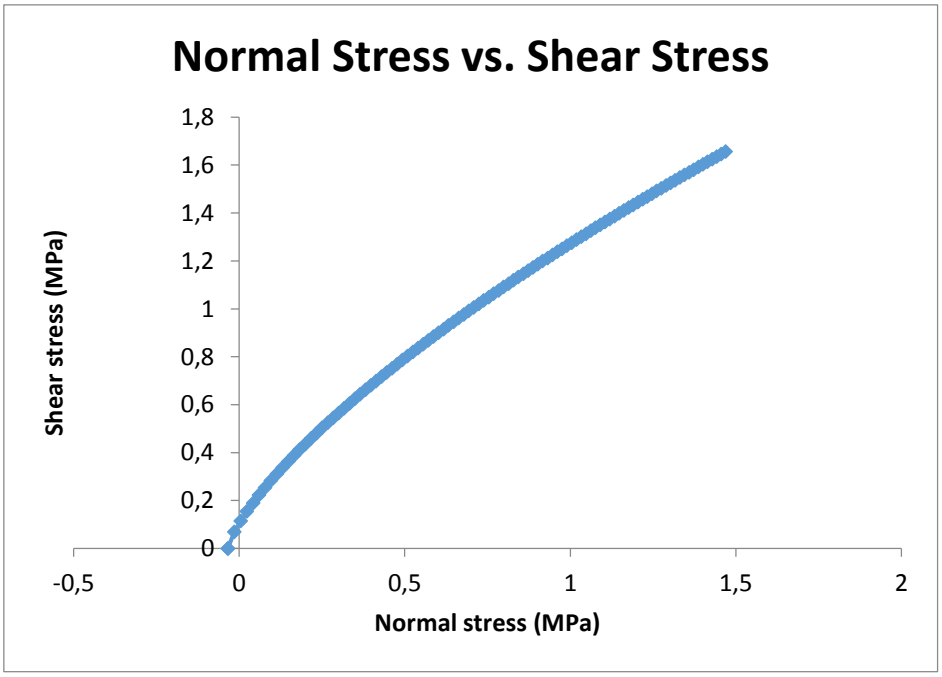


Figure III.4. La courbe représentative de la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normal de la roche intacte (Roc Lab1)

✓ **Le massif de troisieme affleurement**

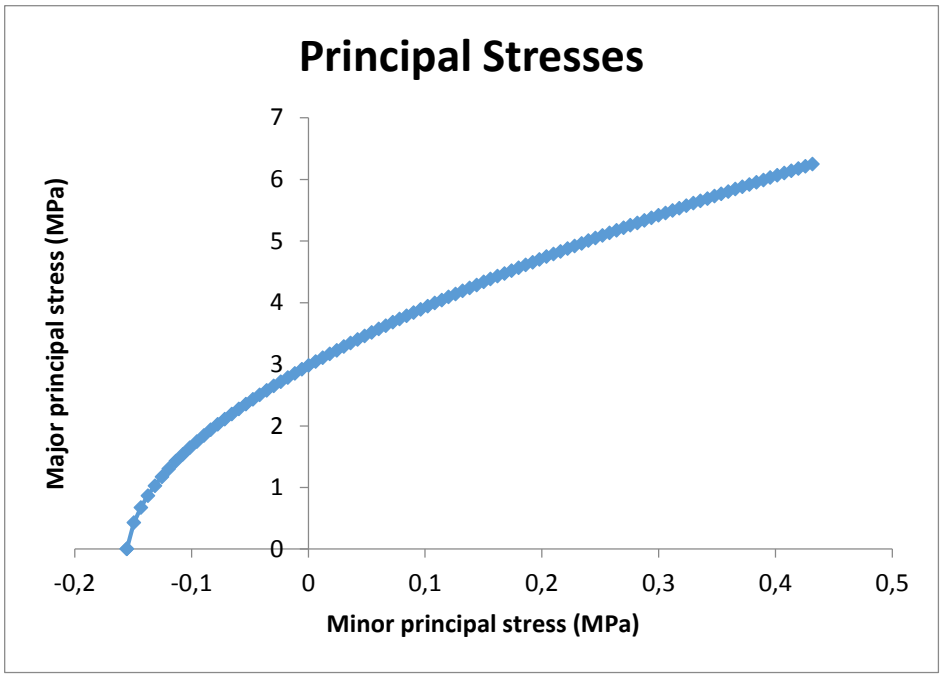


Figure III.5. La courbe représentative de la variation de la contrainte major en fonction de la contrainte minimal de la roche intacte (Roc Lab1)

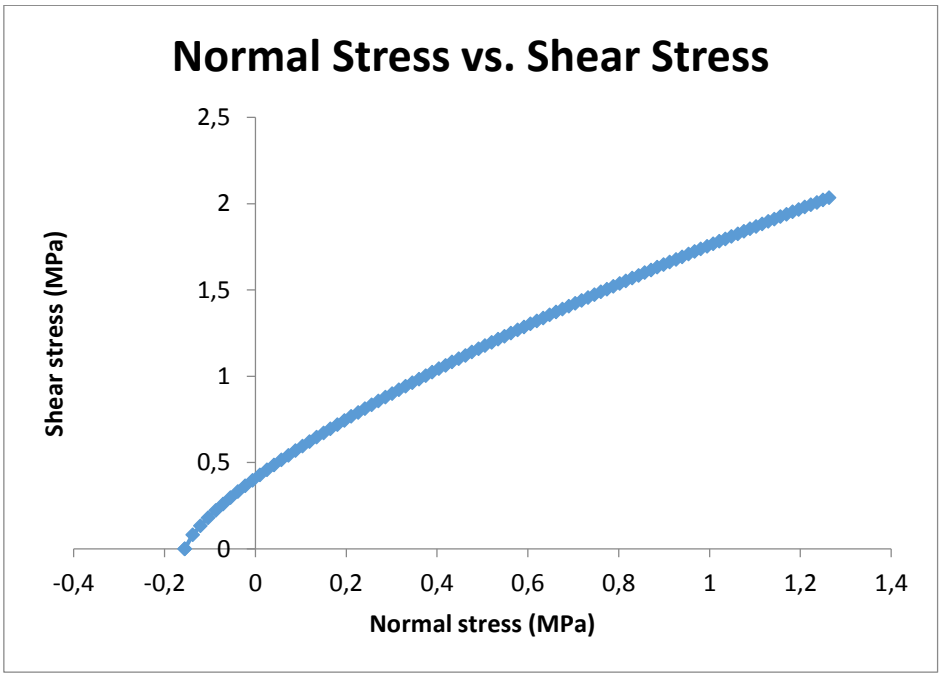


Figure III.6. La courbe représentative de la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normal de la roche intacte (Roc Lab1)

Tableaux représentatifs des valeurs des containtes minimales et maximales utilisées pour la schématisation de la courbe des contraintes principales

- ✓ **Le massif de premier affleurement**

Number	La contrainte maximale (Mpa)	La contrainte minimale (Mpa)
1	-0.09888856	0
2	-0.09888856	0
3	-0.0910682	0.49083723
4	-0.08324784	0.74320251
5	-0.07542748	0.93928781
6	-0.06760712	1.10615781
7	-0.05978676	1.25432256
8	-0.0519664	1.38918154
9	-0.04414604	1.51394649
10	-0.03632568	1.63071228
11	-0.02850532	1.74093534
12	-0.02068496	1.84567693
13	-0.0128646	1.94573875
14	-0.00504424	2.04174406
15	0.00277612	2.13418876
16	0.01059648	2.22347516
17	0.01841684	2.30993495
18	0.0262372	2.39384547
19	0.03405756	2.47544142
20	0.04187792	2.55492348
21	0.04969828	2.6324649
22	0.05751864	2.70821643
23	0.065339	2.78231024
24	0.07315936	2.85486296
25	0.08097972	2.92597815
26	0.08880008	2.99574823
27	0.09662043	3.06425613
28	0.10444079	3.13157656
29	0.11226115	3.19777714
30	0.12008151	3.2629193
31	0.12790187	3.32705903
32	0.13572223	3.39024755
33	0.14354259	3.45253187
34	0.15136295	3.51395522
35	0.15918331	3.57455749
36	0.16700367	3.6343756
37	0.17482403	3.69344376
38	0.18264439	3.75179376
39	0.19046475	3.8094552
40	0.19828511	3.86645572
41	0.20610547	3.92282112
42	0.21392583	3.97857558

43	0.22174619	4.0337418
44	0.22956655	4.08834107
45	0.23738691	4.14239345
46	0.24520727	4.19591784
47	0.25302763	4.24893205
48	0.26084799	4.30145294
49	0.26866835	4.35349645
50	0.27648871	4.40507767
51	0.28430907	4.45621091
52	0.29212943	4.50690977
53	0.29994979	4.55718717
54	0.30777015	4.60705538
55	0.31559051	4.65652612
56	0.32341087	4.70561053
57	0.33123123	4.75431925
58	0.33905159	4.80266245
59	0.34687195	4.85064983
60	0.35469231	4.89829067
61	0.36251267	4.94559388
62	0.37033303	4.99256795
63	0.37815339	5.03922106
64	0.38597375	5.08556103
65	0.39379411	5.13159537
66	0.40161447	5.17733131
67	0.40943483	5.22277579
68	0.41725519	5.26793548
69	0.42507555	5.31281679
70	0.43289591	5.35742593
71	0.44071627	5.40176883
72	0.44853663	5.44585126
73	0.45635698	5.48967874
74	0.46417734	5.53325663
75	0.4719977	5.57659007
76	0.47981806	5.61968407
77	0.48763842	5.66254344
78	0.49545878	5.70517283
79	0.50327914	5.74757676
80	0.5110995	5.78975958
81	0.51891986	5.83172551
82	0.52674022	5.87347865
83	0.53456058	5.91502295
84	0.54238094	5.95636225
85	0.5502013	5.99750028
86	0.55802166	6.03844065
87	0.56584202	6.07918687
88	0.57366238	6.11974233
89	0.58148274	6.16011035
90	0.5893031	6.20029413
91	0.59712346	6.24029678
92	0.60494382	6.28012135

93	0.61276418	6.31977078
94	0.62058454	6.35924794
95	0.6284049	6.39855561
96	0.63622526	6.43769652
97	0.64404562	6.4766733
98	0.65186598	6.51548853
99	0.65968634	6.55414472
100	0.6675067	6.59264431

✓ **Le massif de deuxieme affleurement**

Number	La contrainte maximale (Mpa)	La contrainte minimale (Mpa)
1	-0.03441312	0
2	-0.03441312	0
3	-0.02738148	0.36531263
4	-0.02034984	0.54117733
5	-0.01331819	0.67887136
6	-0.00628655	0.79666098
7	0.00074509	0.90166852
8	0.00777674	0.99756303
9	0.01480838	1.08653156
10	0.02184002	1.17000306
11	0.02887167	1.24897243
12	0.03590331	1.32416553
13	0.04293495	1.39613132
14	0.0499666	1.46529697
15	0.05699824	1.53200269
16	0.06402988	1.5965247
17	0.07106153	1.65909092
18	0.07809317	1.71989205
19	0.08512481	1.77908956
20	0.09215646	1.83682163
21	0.0991881	1.89320761
22	0.10621974	1.94835139
23	0.11325139	2.00234413
24	0.12028303	2.05526631
25	0.12731467	2.10718938
26	0.13434632	2.1581772
27	0.14137796	2.20828705
28	0.1484096	2.25757056
29	0.15544125	2.30607451
30	0.16247289	2.35384136
31	0.16950453	2.40090987
32	0.17653618	2.44731549

33	0.18356782	2.49309077
34	0.19059946	2.53826566
35	0.19763111	2.5828678
36	0.20466275	2.62692276
37	0.21169439	2.67045428
38	0.21872604	2.71348439
39	0.22575768	2.75603363
40	0.23278932	2.79812118
41	0.23982097	2.83976494
42	0.24685261	2.88098172
43	0.25388425	2.92178725
44	0.2609159	2.96219634
45	0.26794754	3.00222291
46	0.27497918	3.04188011
47	0.28201083	3.08118031
48	0.28904247	3.12013524
49	0.29607411	3.15875598
50	0.30310576	3.19705302
51	0.3101374	3.23503632
52	0.31716904	3.27271535
53	0.32420069	3.31009908
54	0.33123233	3.34719608
55	0.33826397	3.38401449
56	0.34529562	3.42056207
57	0.35232726	3.45684624
58	0.3593589	3.49287407
59	0.36639054	3.52865233
60	0.37342219	3.56418749
61	0.38045383	3.59948574
62	0.38748547	3.63455302
63	0.39451712	3.66939502
64	0.40154876	3.7040172
65	0.4085804	3.7384248
66	0.41561205	3.77262286
67	0.42264369	3.80661621
68	0.42967533	3.84040952
69	0.43670698	3.87400727
70	0.44373862	3.90741376
71	0.45077026	3.94063317
72	0.45780191	3.9736695
73	0.46483355	4.00652663
74	0.47186519	4.03920827
75	0.47889684	4.07171805
76	0.48592848	4.10405943
77	0.49296012	4.13623579

78	0.49999177	4.16825039
79	0.50702341	4.20010637
80	0.51405505	4.23180677
81	0.5210867	4.26335456
82	0.52811834	4.29475258
83	0.53514998	4.32600362
84	0.54218163	4.35711034
85	0.54921327	4.38807537
86	0.55624491	4.41890122
87	0.56327656	4.44959034
88	0.5703082	4.48014513
89	0.57733984	4.51056788
90	0.58437149	4.54086084
91	0.59140313	4.5710262
92	0.59843477	4.60106609
93	0.60546642	4.63098255
94	0.61249806	4.66077761
95	0.6195297	4.69045321
96	0.62656135	4.72001125
97	0.63359299	4.74945359
98	0.64062463	4.77878203
99	0.64765628	4.80799833
100	0.65468792	4.83710419

- ✓ **Le massif de troisième affleurement**

Number	La contrainte maximale (Mpa)	La contrainte minimale (Mpa)
1	-0.15545783	0
2	-0.15545783	0
3	-0.14946933	0.42703479
4	-0.14348084	0.67411003
5	-0.13749234	0.86549282
6	-0.13150384	1.0279932
7	-0.12551534	1.17201331
8	-0.11952685	1.30289403
9	-0.11353835	1.42381084
10	-0.10754985	1.5368342
11	-0.10156136	1.64340313
12	-0.09557286	1.74456589
13	-0.08958436	1.84111421
14	-0.08359586	1.93366345
15	-0.07760737	2.02270314
16	-0.07161887	2.10863033
17	-0.06563037	2.19177234
18	-0.05964188	2.27240282

19	-0.05365338	2.35075328
20	-0.04766488	2.4270217
21	-0.04167638	2.50137893
22	-0.03568789	2.57397364
23	-0.02969939	2.64493614
24	-0.02371089	2.71438144
25	-0.0177224	2.78241161
26	-0.0117339	2.84911778
27	-0.0057454	2.91458167
28	0.0002431	2.97887693
29	0.00623159	3.04207018
30	0.01222009	3.10422196
31	0.01820859	3.16538745
32	0.02419708	3.2256171
33	0.03018558	3.28495722
34	0.03617408	3.3434504
35	0.04216258	3.40113596
36	0.04815107	3.45805022
37	0.05413957	3.51422691
38	0.06012807	3.56969732
39	0.06611657	3.62449061
40	0.07210506	3.67863398
41	0.07809356	3.73215286
42	0.08408206	3.78507106
43	0.09007055	3.8374109
44	0.09605905	3.88919337
45	0.10204755	3.9404382
46	0.10803605	3.991164
47	0.11402454	4.04138831
48	0.12001304	4.09112772
49	0.12600154	4.14039791
50	0.13199003	4.18921375
51	0.13797853	4.23758932
52	0.14396703	4.28553799
53	0.14995553	4.33307249
54	0.15594402	4.38020489
55	0.16193252	4.42694672
56	0.16792102	4.47330895
57	0.17390951	4.51930205
58	0.17989801	4.564936
59	0.18588651	4.61022038
60	0.19187501	4.6551643
61	0.1978635	4.69977653
62	0.203852	4.74406542
63	0.2098405	4.78803901
64	0.21582899	4.83170501
65	0.22181749	4.8750708
66	0.22780599	4.91814349
67	0.23379449	4.9609299
68	0.23978298	5.00343659

69	0.24577148	5.04566989
70	0.25175998	5.08763587
71	0.25774847	5.1293404
72	0.26373697	5.17078912
73	0.26972547	5.21198748
74	0.27571397	5.25294074
75	0.28170246	5.29365397
76	0.28769096	5.33413207
77	0.29367946	5.37437979
78	0.29966796	5.41440171
79	0.30565645	5.45420224
80	0.31164495	5.49378569
81	0.31763345	5.5331562
82	0.32362194	5.57231779
83	0.32961044	5.61127436
84	0.33559894	5.65002968
85	0.34158744	5.68858741
86	0.34757593	5.7269511
87	0.35356443	5.7651242
88	0.35955293	5.80311006
89	0.36554142	5.84091191
90	0.37152992	5.87853292
91	0.37751842	5.91597616
92	0.38350692	5.95324459
93	0.38949541	5.99034113
94	0.39548391	6.02726858
95	0.40147241	6.06402969
96	0.4074609	6.10062713
97	0.4134494	6.13706349
98	0.4194379	6.17334131
99	0.4254264	6.20946305
100	0.43141489	6.24543112

Tableaux représentatifs des valeurs des containtes normales et de cisaillement utilisées pour la schématisation de la courbe des contraintes de cisaillement en fonction des contraintes normales

- ✓ **Le massif de premier affleurement**

Number (Mpa)	Normal stress (Mpa)	Shear stress (Mpa)
1	-0.09888856	0
2	-0.09888856	0
3	-0.07639646	0.09122667
4	-0.05449619	0.15144357
5	-0.03295516	0.20320781
6	-0.01169194	0.25000954
7	0.00933993	0.29336245

8	0.03017143	0.334105
9	0.05082511	0.37276577
10	0.07131823	0.40970633
11	0.09166459	0.44518841
12	0.11187548	0.47940952
13	0.13196039	0.51252359
14	0.15192739	0.54465365
15	0.17178347	0.5759001
16	0.19153476	0.60634627
17	0.21118667	0.63606238
18	0.23074402	0.66510827
19	0.25021116	0.69353553
20	0.26959199	0.72138904
21	0.2888901	0.74870817
22	0.30810873	0.7755277
23	0.32725088	0.80187856
24	0.3463193	0.82778841
25	0.36531656	0.85328215
26	0.38424501	0.87838227
27	0.40310687	0.90310916
28	0.4219042	0.92748144
29	0.44063893	0.95151611
30	0.45931287	0.9752288
31	0.47792772	0.99863387
32	0.4964851	1.02174461
33	0.51498652	1.0445733
34	0.53343342	1.06713137
35	0.55182716	1.08942942
36	0.57016903	1.11147736
37	0.58846026	1.13328445
38	0.60670202	1.15485936
39	0.62489543	1.17621021
40	0.64304155	1.19734464
41	0.66114139	1.21826986
42	0.67919595	1.23899263
43	0.69720613	1.25951937
44	0.71517285	1.27985614
45	0.73309695	1.30000866
46	0.75097926	1.31998237
47	0.76882058	1.33978243
48	0.78662167	1.35941376
49	0.80438325	1.378881
50	0.82210604	1.39818862
51	0.83979072	1.41734084
52	0.85743796	1.43634172

53	0.87504837	1.45519511
54	0.89262259	1.4739047
55	0.9101612	1.49247404
56	0.92766478	1.51090651
57	0.94513388	1.52920535
58	0.96256905	1.54737368
59	0.97997081	1.56541448
60	0.99733967	1.58333062
61	1.01467611	1.60112487
62	1.03198061	1.61879988
63	1.04925365	1.6363582
64	1.06649566	1.6538023
65	1.08370709	1.67113455
66	1.10088837	1.68835724
67	1.1180399	1.70547256
68	1.13516209	1.72248266
69	1.15225533	1.7393896
70	1.16932	1.75619536
71	1.18635649	1.77290186
72	1.20336514	1.78951097
73	1.22034632	1.80602449
74	1.23730037	1.82244416
75	1.25422763	1.83877167
76	1.27112842	1.85500866
77	1.28800307	1.87115671
78	1.30485188	1.88721737
79	1.32167518	1.90319213
80	1.33847325	1.91908245
81	1.35524638	1.93488971
82	1.37199487	1.95061531
83	1.38871899	1.96626056
84	1.40541902	1.98182676
85	1.42209522	1.99731516
86	1.43874786	2.01272699
87	1.45537719	2.02806344
88	1.47198346	2.04332566
89	1.48856692	2.05851479
90	1.50512782	2.07363192
91	1.52166637	2.08867812
92	1.53818283	2.10365444
93	1.5546774	2.11856189
94	1.57115033	2.13340146
95	1.58760181	2.14817412
96	1.60403208	2.16288081
97	1.62044133	2.17752246

98	1.63682977	2.19209996
99	1.65319761	2.20661419
100	1.66954504	2.22106601

✓ **Le massif rocheux de deuxiéme affleurement**

Number	Normal stress (Mpa)	Shear stress (Mpa)
1	-0.03441312	0
2	-0.03441312	0
3	-0.01463751	0.06958502
4	0.00449523	0.11547253
5	0.02324774	0.15483375
6	0.04171034	0.19035568
7	0.05993409	0.22320712
8	0.07795278	0.25403663
9	0.0957908	0.28325357
10	0.11346678	0.31113822
11	0.13099548	0.33789358
12	0.14838896	0.36367293
13	0.16565728	0.38859573
14	0.18280899	0.41275753
15	0.19985146	0.43623628
16	0.2167911	0.45909671
17	0.23363359	0.48139334
18	0.25038396	0.50317265
19	0.26704672	0.5244747
20	0.28362592	0.54533435
21	0.30012527	0.56578216
22	0.31654811	0.58584513
23	0.33289752	0.60554727
24	0.34917634	0.62491005
25	0.36538717	0.64395279
26	0.38153243	0.66269293
27	0.39761438	0.6811463
28	0.4136351	0.69932733
29	0.42959657	0.7172492
30	0.4455006	0.73492402
31	0.46134892	0.75236293
32	0.47714315	0.76957622
33	0.49288483	0.7865734
34	0.50857538	0.80336333
35	0.52421618	0.81995421
36	0.53980852	0.83635371
37	0.55535363	0.85256899
38	0.57085267	0.86860676
39	0.58630676	0.88447331
40	0.60171695	0.90017454
41	0.61708425	0.91571601
42	0.63240963	0.93110297

43	0.647694	0.94634037
44	0.66293826	0.96143287
45	0.67814325	0.97638492
46	0.69330978	0.9912007
47	0.70843862	1.0058842
48	0.72353054	1.0204392
49	0.73858624	1.0348693
50	0.75360643	1.04917793
51	0.76859176	1.06336836
52	0.78354289	1.07744371
53	0.79846043	1.09140694
54	0.81334498	1.10526091
55	0.82819712	1.11900834
56	0.84301742	1.13265183
57	0.8578064	1.14619388
58	0.87256459	1.1596369
59	0.88729251	1.17298317
60	0.90199063	1.1862349
61	0.91665944	1.19939422
62	0.93129939	1.21246317
63	0.94591094	1.22544372
64	0.96049452	1.23833774
65	0.97505054	1.25114707
66	0.98957943	1.26387347
67	1.00408157	1.27651862
68	1.01855735	1.28908417
69	1.03300715	1.30157169
70	1.04743133	1.31398271
71	1.06183026	1.3263187
72	1.07620427	1.3385811
73	1.09055371	1.35077128
74	1.10487891	1.36289058
75	1.11918018	1.37494029
76	1.13345784	1.38692168
77	1.14771219	1.39883595
78	1.16194354	1.41068428
79	1.17615216	1.42246782
80	1.19033836	1.43418768
81	1.2045024	1.44584494
82	1.21864455	1.45744064
83	1.23276508	1.4689758
84	1.24686424	1.4804514
85	1.2609423	1.49186842
86	1.27499949	1.50322778
87	1.28903606	1.51453039
88	1.30305225	1.52577715
89	1.31704828	1.5369689
90	1.33102439	1.54810649
91	1.34498079	1.55919073
92	1.3589177	1.57022243

93	1.37283533	1.58120236
94	1.3867339	1.59213127
95	1.40061361	1.6030099
96	1.41447465	1.61383898
97	1.42831722	1.6246192
98	1.44214152	1.63535125
99	1.45594774	1.6460358
100	1.46973605	1.65667351

- ✓ **Le massif rocheux de troisieme affleurement**

Number	Normal stress (MPa)	Shear stress(MPa)
1	-0.15545783	0
2	-0.15545783	0
3	-0.13805883	0.08029945
4	-0.12102452	0.13362556
5	-0.10421503	0.17963648
6	-0.08758107	0.22135744
7	-0.07109437	0.2600983
8	-0.05473603	0.29658383
9	-0.03849223	0.33127054
10	-0.02235236	0.36447056
11	-0.00630792	0.39640968
12	0.00964806	0.42725829
13	0.02552147	0.45714911
14	0.04131732	0.48618822
15	0.05703997	0.51446216
16	0.07269324	0.54204278
17	0.08828051	0.56899058
18	0.1038048	0.59535715
19	0.11926885	0.62118697
20	0.13467511	0.64651873
21	0.15002585	0.67138635
22	0.1653231	0.69581982
23	0.18056878	0.71984583
24	0.19576462	0.74348821
25	0.21091226	0.76676845
26	0.22601319	0.78970594
27	0.24106882	0.81231829
28	0.25608048	0.83462154
29	0.27104938	0.85663038
30	0.28597671	0.87835829
31	0.30086354	0.89981768
32	0.31571091	0.92102002
33	0.33051979	0.94197592
34	0.34529112	0.96269524
35	0.36002577	0.98318716
36	0.37472457	1.00346023
37	0.38938832	1.02352246

38	0.40401777	1.04338133
39	0.41861366	1.06304389
40	0.43317667	1.08251674
41	0.44770746	1.1018061
42	0.46220667	1.12091784
43	0.4766749	1.13985751
44	0.49111274	1.15863035
45	0.50552075	1.17724132
46	0.51989946	1.19569514
47	0.53424941	1.21399628
48	0.54857107	1.23214898
49	0.56286495	1.25015729
50	0.5771315	1.26802507
51	0.59137117	1.28575599
52	0.60558439	1.30335355
53	0.61977159	1.32082112
54	0.63393317	1.33816188
55	0.64806952	1.35537893
56	0.66218103	1.37247518
57	0.67626805	1.38945347
58	0.69033096	1.40631649
59	0.70437008	1.42306684
60	0.71838578	1.43970702
61	0.73237836	1.45623942
62	0.74634814	1.47266636
63	0.76029544	1.48899005
64	0.77422056	1.50521264
65	0.78812378	1.52133619
66	0.8020054	1.5373627
67	0.81586568	1.55329408
68	0.8297049	1.56913219
69	0.84352333	1.58487882
70	0.85732121	1.60053571
71	0.87109879	1.61610453
72	0.88485633	1.6315869
73	0.89859405	1.6469844
74	0.91231219	1.66229854
75	0.92601098	1.6775308
76	0.93969064	1.69268261
77	0.95335138	1.70775535
78	0.96699342	1.72275036
79	0.98061696	1.73766896
80	0.99422221	1.7525124
81	1.00780936	1.76728192
82	1.0213786	1.78197871
83	1.03493013	1.79660393
84	1.04846412	1.81115871
85	1.06198077	1.82564416
86	1.07548025	1.84006134
87	1.08896274	1.85441129

88	1.10242839	1.86869502
89	1.11587739	1.88291352
90	1.12930989	1.89706776
91	1.14272606	1.91115867
92	1.15612605	1.92518715
93	1.16951002	1.93915411
94	1.18287812	1.95306042
95	1.1962305	1.96690691
96	1.2095673	1.98069441
97	1.22288867	1.99442374
98	1.23619475	2.00809568

Annexe IV: Les relevés géostructurels et représentations stréographiques faites par l'entreprise

1) Les relevés géostructurels

- ✓ **Le premier affleurement**

Pendage	direction pendage	direction	famille
50	240	150	joint 1
80	242	152	joint 1
70	226	136	joint 1
45	258	168	joint 1
2	265	175	joint 1
35	236	146	joint 1
60	246	156	joint 1
85	262	172	joint 1
75	224	134	joint 1
15	226	136	joint 1
20	298	208	joint 1
70	252	162	joint 1
75	30	300	faille
75	26	296	faille
90	68	338	joint2
85	74	344	joint2
90	72	342	joint2
80	32	302	joint2
65	176	86	joint3
90	172	82	joint3
90	174	84	joint3
40	120	30	joint3
30	156	66	joint3
75	166	76	joint3
65	162	72	joint3
25	342	252	joint4
40	0	360	stratification

✓ **Le deuxieme affleurement**

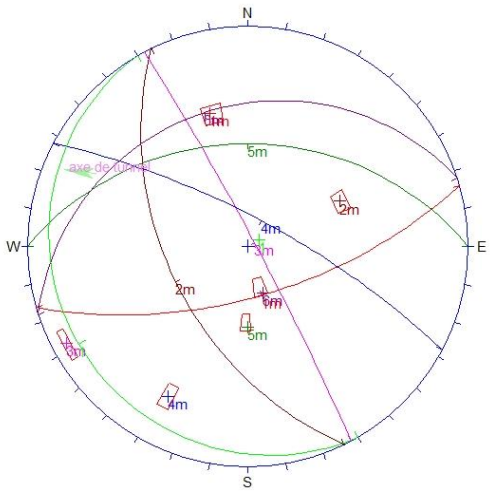
pendage	direction de pendage	direction	famille
55	230	140	joint1
80	230	140	joint1
85	238	148	joint1
65	272	182	joint1
50	245	155	joint1
35	236	146	joint1
75	246	156	joint1
85	84	354	joint 2
50	364	274	joint 2
90	120	30	joint3
35	148	58	joint3
60	165	75	joint3
45	140	50	joint3
35	146	56	joint3
35	308	218	joint4
40	320	230	joint4
80	2	272	joint4
65	14	284	joint4
25	342	252	stratification
65	14	284	stratification

✓ **Le troisieme affleurement**

pendage	Diretion de pendage	direction	famille
80	232	142	joint1
70	218	128	joint1
55	236	146	joint1
50	290	200	joint1
75	228	138	joint1
70	265	175	joint1
50	220	130	joint1
50	264	174	joint1
25	262	172	joint1
45	258	168	joint1
30	230	140	joint1
50	296	206	joint1
55	298	208	joint1
55	300	210	joint1
85	230	140	joint1
15	42	312	joint 2
25	62	332	joint 2
90	48	318	joint 2
45	72	342	joint 2
35	75	345	joint 2
50	54	324	joint 2
90	96	6	joint 2
65	74	344	joint 2
70	22	292	joint 2
65	40	310	joint 2
30	94	4	joint 2
25	98	8	joint 2
90	184	94	joint3
70	170	80	joint3
45	122	32	joint3
60	104	14	joint3
65	124	34	joint3
30	114	24	joint3
35	100	10	joint3
75	330	240	joint4
60	16	286	joint4
80	336	246	joint4
50	316	226	joint4
65	15	285	stratification
70	14	284	stratification

2) La projection stéreographique

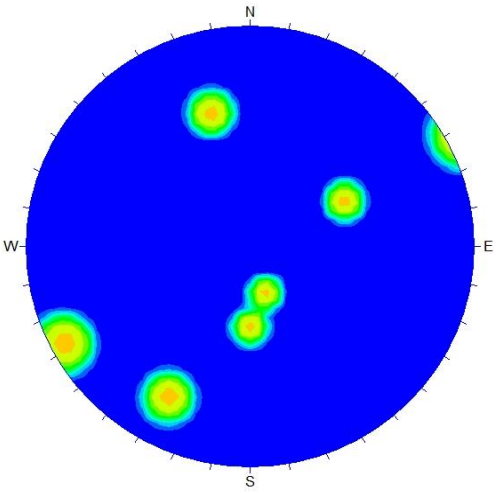
✓ Le premier affleurement



Orientations

ID		Dip / Direction
1		07 / 240
1	m	64 / 164
2	m	50 / 244
3	m	86 / 062
4	m	75 / 028
5	m	40 / 360
6	m	25 / 342

Equal Angle
Lower Hemisphere
6 Poles
6 Entries



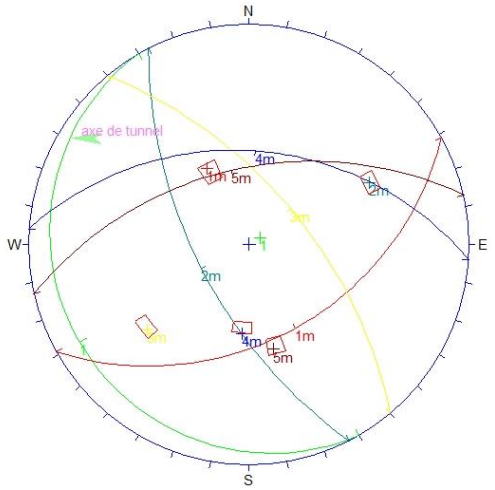
Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

0.00 ~ 2.00 %
2.00 ~ 4.00 %
4.00 ~ 6.00 %
6.00 ~ 8.00 %
8.00 ~ 10.00 %
10.00 ~ 12.00 %
12.00 ~ 14.00 %
14.00 ~ 16.00 %
16.00 ~ 18.00 %
18.00 ~ 20.00 %

No Bias Correction
Max. Conc. = 16.6533%

Equal Angle
Lower Hemisphere
6 Poles
6 Entries

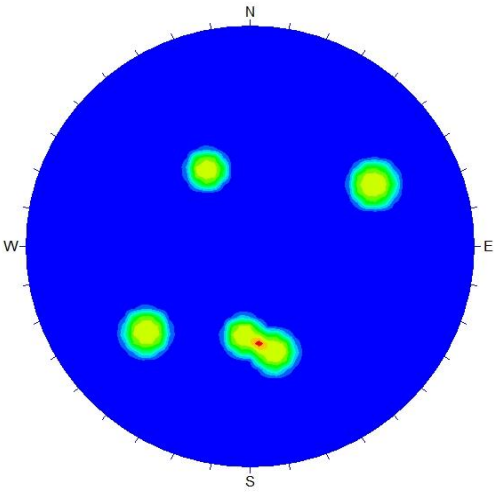
✓ Le deuxième affleurement



Orientations

ID		Dip / Direction
1		07 / 240
1	m	43 / 151
2	m	63 / 243
3	m	62 / 050
4	m	44 / 004
5	m	52 / 347

Equal Angle
Lower Hemisphere
5 Poles
5 Entries



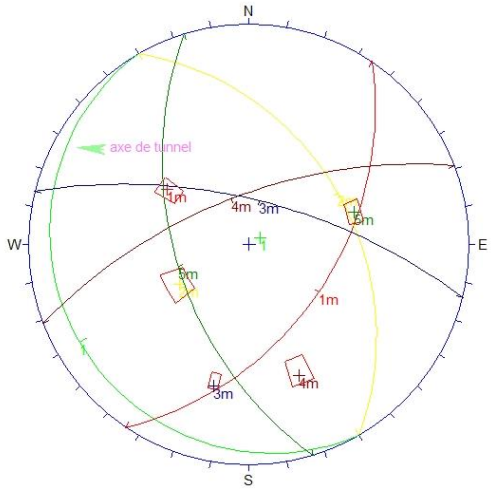
Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

0.00 ~ 2.50 %
2.50 ~ 5.00 %
5.00 ~ 7.50 %
7.50 ~ 10.00 %
10.00 ~ 12.50 %
12.50 ~ 15.00 %
15.00 ~ 17.50 %
17.50 ~ 20.00 %
20.00 ~ 22.50 %
22.50 ~ 25.00 %

No Bias Correction
Max. Conc. = 24.7145%

Equal Angle
Lower Hemisphere
5 Poles
5 Entries

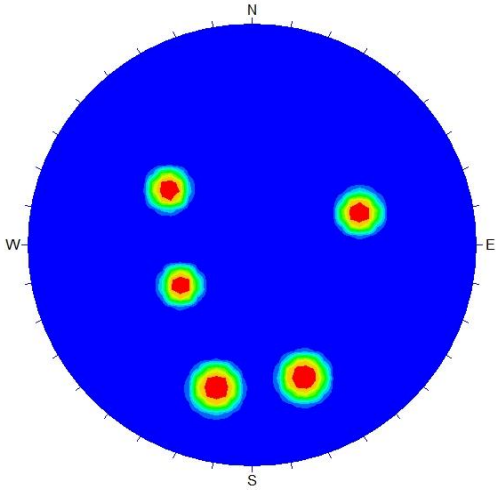
✓ Le troisième affleurement



Orientations

ID		Dip / Direction
1		07 / 240
1	m	48 / 124
2	m	40 / 060
3	m	67 / 014
4	m	65 / 339
5	m	53 / 253

Equal Angle
Lower Hemisphere
5 Poles
5 Entries



Fisher
Concentrations
% of total per 1.0 % area

	0.00 ~ 2.00 %
	2.00 ~ 4.00 %
	4.00 ~ 6.00 %
	6.00 ~ 8.00 %
	8.00 ~ 10.00 %
	10.00 ~ 12.00 %
	12.00 ~ 14.00 %
	14.00 ~ 16.00 %
	16.00 ~ 18.00 %
	18.00 ~ 20.00 %

No Bias Correction
Max. Conc. = 19.9842%

Equal Angle
Lower Hemisphere
5 Poles
5 Entries

Annexe V : Observation et caractérisation des discontinuités

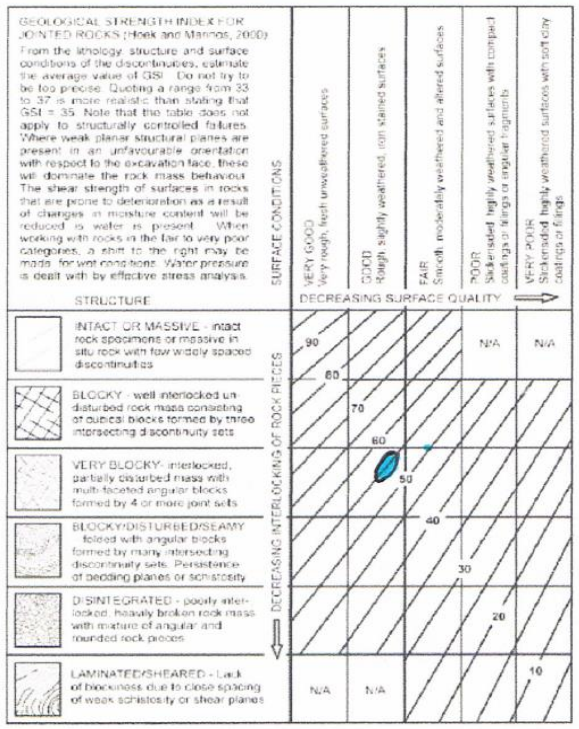
✓ **Premier affleurement**

•Location/ID	•X:	•Y:	•Z:	•Editor:	•Date:
AF1 PK 5+500	703126	4013247		Amaouche Mekhazni	20/03/2017

Rock Type:	
	Clay
	Sand
	Claystone
	Sandstone
X	**Limestone**
	Dolomite
	Marl
	other (specify)

•Bedding:	
	•massive
X	•irregular
	•regular
	•undulating
•Strength (R0– R6):	R4
•Weathering (I-VI):	I (fraiche)

- N
- Calcaire peut fracturé à fracturé
- Calcaire biométrique gris clair affecté par des veinules mm de calcite granulaire de couleur blanchâtre et oxyde de fer



	Type	DipDir [°]	Dip [°]	Spacing [m]	Persistence [m]	Shape	Roughness	JRC	Filling (Type, Width)
D1	S_0			20 cm	4	échelonné	L - R	6-8	Aucune ouverture < 1 mm
D2	F				>10	Plannaire	Miroir de faille	2-4	Nid de calcaire et oxyde de fer
D3	j(D)			1,5	>10	cambré étanché	rugueuse	14-16	Argile mou >5mm
D4	j(D)			2	>10	cambré	rugueuse	14-16	Argile mou >5mm
D5									

•D1	•D2	•D3	•D4	•D5
3/140SE	20/230SW	72/225SW	45/170SE	
5/140SE		90/205SW	70/163SE	
4/145SE		80/190SW	65/158SE	
6/157SE		90/190SW	60/158SE	
			80/150SE	
			75/158SE	

•Photos:

•Comments

F: plan de faille

j: diaclase

S_0: plan de stratification

•Document ID

✓ Deuxième affleurement

•Location/ID	•X:	•Y:	•Z:	•Editor:	•Date:
AF2 PK400	703166.00	4043286.00		Amarouche Mekhazni	22/03/2017

Rock Type:	
	Clay
	Sand
	Claystone
	Sandstone
X	**Limestone**
	Dolomite
	Marl
	other (specify)

•Bedding:	
X	•massive
	•irregular
	•regular
	•undulating
•Strength (R0– R6):	R3
•Weathering (I-VI):	IV

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)

From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.

STRUCTURE

SURFACE CONDITIONS — DECREASING SURFACE QUALITY →

VERY GOOD — Very rough, fresh unweathered surfaces
GOOD — Rough, slightly weathered, iron stained surfaces
FAIR — Smooth, moderately weathered and altered surfaces
POOR — Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments
VERY POOR — Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings

DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES →

INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities — 90 / N/A / N/A
BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets — 80 / 70
VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets — 60 / 50
BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity — 40 / 30
DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces — 20
LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes — N/A / N/A / 10

• C'est une Brèche constitué des élément anguleux à subanguleux de calcaire micritique gris âtre de taille mm à cimenté par des argile jaunâtre, rogatre et par calcite

	Type	DipDir [°]	Dip [°]	Spacing [m]	Persistence [m]	Shape	JRC	Rough-ness	Filling (Type, Width)
D1	S0			3cm	3,5 m	Echelonné	6-8	LR	Argile marn
D2	J1			15cm	4 m	ondulée	14-16	R	Argile marn
D3	J2			18cm	30 cm	ondulée	14-16	R	Argile marn
D4	J3			20cm	70cm	ondulée	10-12	R.	Argile marn
D5									

•D1	•D2	•D3	•D4	•D5
85/225W	18/205W	80/170E	5/185E	
83/253W	20/220W	90/180E	8/190W	
87/230W	10/200W	95/185W		
78/232W				
75/225W				
80/220W				
85/215W				
75/249W				
77/210W				

•Photos:

•Comments

F : plan de faille

j : diaclase

S_0 : plan de stratification

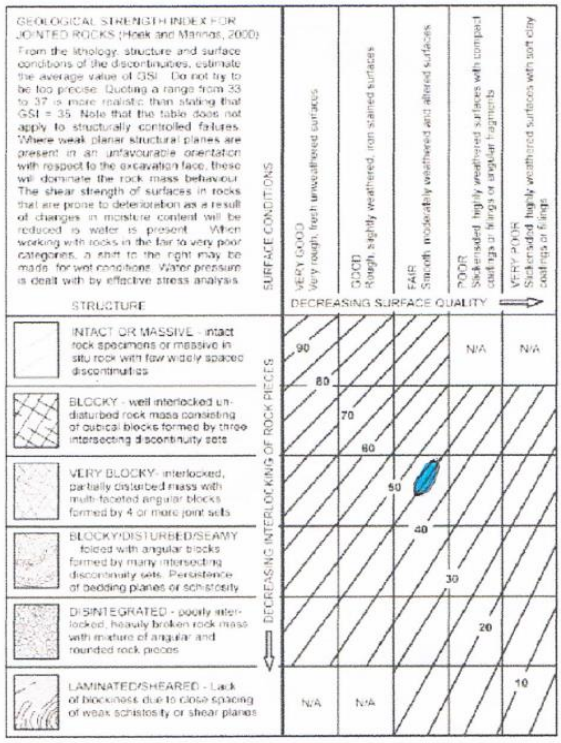
•Document ID

✓ Troisieme affleurement

•Location/ID	•X:	•Y:	•Z:	•Editor:	•Date:
AF3 PK5,260	703131.00	4043398.00		Mezhagui Amaouche	23/03/2017

Rock Type:	
	Clay
	Sand
	Claystone
	Sandstone
X	**Limestone**
	Dolomite
	Marl
	other (specify)

•Bedding:	
	•massive
X	•irregular
	•regular
	•undulating
•Strength (R0– R6):	R3
•Weathering (I-VI):	II



calcaire à grain fin bioclastique gris foncé parcouru à rognons de silex.

	Type	DipDir [°]	Dip [°]	Spacing [m]	Persistence [m]	Shape	Roughness	JRC	Filling (Type, Width)
D1	So			10cm	10m	Echelonné	L-R	6-8	Argile mou
D2	So			18cm	>10m	Echelonné	L-R	8-10	Argile mou
D3	F				>10m	Plancaire	R	12-14	Argile mou
D4	D								
D5									

•D1	•D2	•D3	•D4	•D5
10/200	60/20	28/197	73/315	
18/205	57/25		55/300	
10/180	68/35		65/310	
5/202	64/25			
	62/22			
	58/30			
	60/10			
	58/12			

•Photos:

•Comments

F: plan de faille

d: diaclase

S: plan de stratification

•Document ID

Annexe VI : Les caractéristiques des boulons

- **Etat statique**

1. Le premier affleurement

Tableau VI.1 Les caractéristiques des boulons type simple bolt force

Les combinaisons	Les blocs	N° boulon	Longueur de boulon	E1 (m)	E2 (m)	Force exercée par le boulon (t/m^2)
J1, J2, J3	Upper left wedge d'une hauteur de =1.29 m [6]	4	1.7	1.3	1.8	0.71
	Roof wedge d'une hauteur de =0.01m [8]	1	1.7	1.3	1.8	0.01
J1, J2, J4	Roof wedge [5] d'une hauteur = 4.48 m	8	1.7	1.3	1.8	3.78
J2, J3, J4	Upper left wedge [4] d'une hauteur de =2.14 m	5	1.7	1.3	1.8	0.53
	Upper right wedge d'une h=1.44 m [7]	5	1.7	1.3	1.8	1.76

2. Le troisième affleurement

TableauVI. 2 Les caractéristiques des boulons type simple bolt force

Les combinaisons	Les blocs	N˚de boulon	La longueur de boulon(m)	E1 (m)	E2 (m)	Force exercée par le boulon (t/m^2)
J1', J2', J4'	Upper right wedge [6] d'une h maximal de =1.8 m	4	1.7	1.3	1.8	0.74
	Upper left wedge [7] d'une h maximal de =1.8 m	5	1.7	1.3	1.8	1.34
J2', J3', J4'	Upper right wedge [4] d'une h maximal de =1.8 m	6	1.7	1.3	1.8	0.71
	Upper left wedge [7] d'une h maximal de =1.83 m	5	1.7	1.3	1.8	1.39
	Roof wedge [8] d'une h maximal de =0.07 m	2	1.7	1.3	1.8	0.09
J1', J3', J4'	Roof wedge [8] d'une h =0.05 m)	1	1.7	1.3	1.8	0.06

- ## Etat dynamique

1. Le premier affleurement

Tableau VI.3 Les caractéristiques des boulons type simple bolt force

Les combinaisons	Les blocs	Nombre de boulon	La longueur de boulon	E1(m)	E2(m)	Force exercée par le boulon (t/m^2)
J1, J2, J3	Upper left wedge d'une hauteur de =1.29 m [6]	4	1.7	1.3	1.8	0.98
	Roof wedge d'une hauteur de =0.01m [8]	1	1.7	1.3	1.8	0.01
J1, J2, J4	Roof wedge [5] d'une hauteur = 4.48 m	8	1.7	1.3	1.8	4.63
J2, J3, J4	Upper left wedge [4] d'une hauteur de =2.14 m	5	1.7	1.3	1.8	0.86
	Upper right wedge [7] d'une hauteur de 1.44 m	5	1.7	1.3	1.8	2.22

TableauVI. 4 Les caractéristiques des boulons type simple bolt force

Les combinaisons	Les blocs	N˚de boulon	La longueur de boulon(m)	E1 (m)	E2 (m)	Force exercée par le boulon (t/m^2)
J1', J2', J4'	Upper right wedge [6] d'une h maximal de =1.8 m	4	1.7	1.3	1.8	1.17
	Upper left wedge [7] d'une h maximal de =1.8 m	5	1.7	1.3	1.8	1.18
J2', J3', J4'	Upper right wedge [4] d'une h maximal de =1.8 m	6	1.7	1.3	1.8	1.13
	Upper left wedge [7] d'une h maximal de =1.83 m	5	1.7	1.3	1.8	1.96
	Roof wedge [8] d'une h maximal de =0.07 m	2	1.7	1.3	1.8	0.1
J1', J3', J4'	Roof wedge [8] d'une h =0.05 m)	1	1.7	1.3	1.8	0.07

Annexe VII : Les résultats des combinaisons des joints de troisième affleurement (état dynamique)

- ✓ **La combinaison entre les joints**

a. Combinaison des joints J1', J2', J3'

Tableau VI1.1 Les informations des blocs formés par les discontinuités obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	Pression de support (t/m^2) Etat statique	Facteur de sécurité (F_S) Etat statique	Pression de support (t/m^2) Etat dynamique	Facteur de sécurité (F_S) Etat dynamique
Upper left wedge [4]	19.029	51.377	Sliding on joint J1,J3 in direction 286/0	0	714.931	0	18.614
Lower right wedge [5]	18.9	51.03	Sliding on joint J2,J3 in direction 111/2	0	67.213	0	10.203
Roof wedge [8]	0	0	Falling wedge in direction (0/90)	0	0	0	0

b. Combinaison des joints J1', J2', J4'

Tableau VII.2 Les informations des blocs formés par les discontinuités obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	Pression de support (t/m^2) état statique	Facteur de sécurité (F_S) état statique	Pression de support (t/m^2) état dynamique	Facteur de sécurité (F_S) état dynamique
Floor wedge [2]	1.142	3.084	Sliding on joint J1,J2 in direction 112/1	0	300.035	0	17.306
Lower left wedge [3]	0.460	1.241	Sliding on joint J1,J4 in direction 224/10	0	12.980	0	6.006
Upper right wedge [6]	4.692	12.669	Sliding on joint J2 in direction (22/61)	0.74	0.912	1.17	0.742
Upper left wedge [7]	5.831	15.743	Sliding on joint J4 in direction (309/64)	1.34	0.683	1.88	0.558

c. Combinaison des joints J2', J3', J4'

Tableau VI.3 Les informations des blocs formés par les discontinuités obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	Pression de support (t/m^2) état statique	Facteur de sécurité (F_S) état statique	Pression de support (t/m^2) état dynamique	Facteur de sécurité (F_S) Etat dynamique
Floor wedge [2]	0.355	0.958	Sliding on joint J2,J3 in direction 111/2	0	140.420	0	21.316
Upper right wedge [4]	5.264	14.165	Sliding on joint J2 in direction 22/61	0.72	0.894	1.13	0.727
Lower left wedge [5]	0.366	0.989	Sliding on joint J3 et J4 in direction (231/24)	0	6.014	0	4.015
Upper left wedge [7]	4.770	12.879	Sliding on joint J4 in direction (309/64)	1.39	0.678	1.96	0.555
Roof wedge [8]	0.005	0.012	Falling in direction (0/90)	0.09	0	0.1	0

d. Combinaison des joints J1', J3', J4'

Tableau VI.4 Les informations des blocs formés par les discontinuités obtenues par Unwedge

Blocs	Volume (m^3)	Masse (t)	Mode de rupture et direction de glissement (direction /pendage)	Pression de support (t/m^2) état statique	Facteur de sécurité (F_S) Etat statique	Pression de support (t/m^2) état dynamique	Facteur de sécurité (F_S) Etat dynamique
Upper left wedge [4]	0.995	2.688	Unconditionaly stable	0	Stable	0	stable
Lower left wedge [5]	3.315	8.950	Sliding on joint J3,J4 in direction 231/24	0	5.220	0	3.485
Roof wedge [8]	0.005	0.012	Failing wedge	0.06	0	0.07	0

- Interprétation des résultats

- ✓ Les combinaisons J1', J2', J3' ; J1', J2', J4' **;** J2', J3', J4', J1', J3', J4' ont donnée des blocs stables et instables ;
- ✓ Les blocs stables et instables sont les même que l'état statique mais avec diminution de la valeur de facteur de sécurité et augmentation de la force de pression ;
- ✓ Les blocs instables dans la valeur de facteur de sécurité est diminué par rapport à l'état statique exige des pressions de soutènement élevés ;
- ✓ L'Intervention de l'effet séismique dans l'instabilité, en plus de l'effet gravitationnel ;
- ✓ la valeur de facteur de sécurité des bloc instables [8] de toit formé par la combinaison J2', J3', J4' et J1', J3', J4' est la même que l'état statique, ça est due à la force séismique, elle est de la même direction de mouvement des blocs instables dont leurs types de rupture est le glissement, l'effet séismique dans ce cas n'affecte pas les blocs qui s'écroulent (la direction de chute des blocs et la direction de la force séismique sont

différentes),mais la pression de support est exiger pour stabiliser ces blocs ,elle a augmenté d'une façon très minime dans le cas dynamique(la masse et le volume des blocs [8]sont pas négligeables);

- ✓ Les blocs stables n'exige pas le soutènement pour cette raison leurs pression de soutènement est nulle ;
- ✓ Les modes de ruptures et la direction de rupture des blocs instables reste les mêmes estimés dans le cas statiques, et ils sont les mêmes supposé pour les blocs stables lorsque leur facteur de sécurité sera inférieur à 1.5 ;

وزارة الصناعة و الطاقة
إدارة المناجم و الجيولوجيا
مصلحة الخرائط الجيولوجية للجزائر

MINISTÈRE DE L'INDUSTRIE ET DE L'ÉNERGIE
DIRECTION DES MINES ET DE LA GÉOLOGIE
SERVICE DE LA CARTE GÉOLOGIQUE DE L'ALGÉRIE

خريطة الجزائر الجيولوجية
CARTE GÉOLOGIQUE DE L'ALGÉRIE
خراطة
KHERRATA
(première édition)

Les explorations géologiques ont été effectuées :
1 – de 1963 à 1975, par M. **M. LEIKINE,** Chargé de Recherches au C.N.R.S., Département de Géologie structurale de l'Université Pierre et Marie Curie à Paris, Laboratoire associé au C.N.R.S. n°145, puis Equipe de Recherches associée au C.N.R.S. n°260, collaborateur du Service de la Carte géologique de l'Algérie.
2 – de 1967 à 1975, par M. **D. OBERT,** Maître-assistant au Département de Géologie structurale de l'Université Pierre et Marie Curie à Paris. Laboratoire associé au C.N.R.S. n°145, collaborateur du Service de la Carte géologique de l'Algérie.
3 – en 1971, pour la SONATRACH dans le cadre du permis "Sétif" par MM. **R. GONNARD,** Ingénieur-géologue, **N. KAZI TANI** alors Ingénieur-géologue à la SONATRACH, Chef de mission, **A. REYMOND,** Ingénieur-géologue.
4 – de 1952 à 1963, par M. **J. GLAÇON,** Professeur au Laboratoire de Géologie appliquée de l'Université Pierre et Marie Curie à Paris, collaborateur du Service de la Carte géologique de l'Algérie.
[ ] – de 1973 à 1975, par M. **J-M. VILA,** Maître-assistant au Département de géologie structurale de l'Université Pierre et Marie Curie à Paris, Laboratoire associé au C.N.R.S. n°145, collaborateur du Service de la Carte géologique de l'Algérie.

La coordination des contours a été assurée par M. **J-M. VILA.**

Cette première édition a été publiée en 1977 sous la Direction de M. **N. KAZI TANI,** M. **M. OUSSEDIK** étant Directeur des Mines et de la Géologie
M. **N. KAZI TANI** étant Chef du District Algérie du Nord à la SONATRACH.

Les documents cartographiques consultés pour cette feuille sont :
– la carte structurale au 1/200.000 du **Tell sétifien** et la carte géologique au 1/50.000 des environs de l'**Oued M'gareb** de J. GLAÇON (1967),
– la carte schématique au 1/200.000 des unités structurales des **Babor occidentaux** de M. LEIKINE (1971),
– la carte géologique au 1/50.000 de la moitié sud de la feuille **Kherrata** de R. GONNARD, N. KAZI TANI et A. REYMOND (1972).

سوناطراك
قسم هيدروكربورات
إدارة الإستكشاف
SONATRACH
DIVISION HYDROCARBURES
DIRECTION EXPLORATION

ALGÉRIE (WILAYATE DE BEJAÏA ET DE SÉTIF)

FEUILLE N° 70 | B-5 C-23

Ziama (48)

Q. Amizour (47)

Tamesguida (49)

Aïn Roua (69)

Djemila (71)

Bousselam (92)

El Eulma (94)

Sétif (93)

3°20' 3°30' 3°40' 3°50'

40° 50'

40° 40'

Fond topographique gravé et publié par le Service géographique de l'Armée.

Cartographie : Département Géotechnip-BEICP – 78170 La Celle-Saint-Cloud.
Impression : Imprimerie O.M. – 77330 Ozoir-la-Ferrière – France.

TERRAINS SÉDIMENTAIRES

QUATERNAIRE

A Alluvions actuelles et récentes.

Q Terres arables, formations de pente, alluvions anciennes et Quaternaire indéterminé.

Eboulis
1 – à blocs,
2 – à gangue marneuse,
3 – en masse, avec indication de la niche d'arrachement,
4 – éboulis anciens du versant nord du Dj. Megriss.

Q! Tufs calcaires hydrothermaux.

MIO-PLIOCÈNE

mp **Mio-Pliocène continental :** argiles sableuses rouges ou orangées, cailloutis.

FLYSCHS KABYLES

Nappe Numidienne

e^{6-7}_{n} **Flysch numidien :** argiles et bancs de grès (a).

A_n Argiles de base à *Tubotomaculum.*

FORMATIONS TELLIENNES

Nappe ultra-tellienne

g^{1}_{l} **Oligocène inférieur** marneux gris.

e^{6-7}_{l} **Lutétien supérieur et Priabonien :** marnes noires un peu gréseuses.

c^{5-6}_{l} **Sénonien supérieur,** marnes et micrites claires à *Globotruncana.*

Nappe de type Draa el Arba-Erraguène (Unité B2 d'A. Caire, unités du groupe C de M. Leikine, Unité II de J. Glaçon).

c^{3}_{da} **Campanien :** marnes jaunes ou grises à bancs de calcaires noirs ou gris et à boules jaunes abondantes.

Nappe de type Béni Abdallah (Unité B1 d'A. Caire, groupe G. de M. Leikine et unité IV de J. Glaçon).

c^{3}_{ba} **Campanien supérieur :** marneux du Chouf Karoun.

Unité supérieure à matériel éocène.

e^{6-7} **Lutétien et Priabonien :** marnes sombres.

e^{4-5} **Yprésien et Lutétien inférieur :** calcaires marneux schistosés à patine blanche, cassure noire et silex noirs ; faciès à Globigérines.

e^{2-3} **Paléocène** schistosé, alternances de marnes noires et de calcaires marneux en petits bancs.

e^{3}-c^{5}_{l} **Maestrichtien supérieur à Paléocène :** marnes noires schisteuses à boules jaunes rares.

c^{5}_{l} **Maestrichtien :** marnes noires.

c^{5-6}_{l} **Sénonien supérieur** marneux de la klippe du Djebel Chenatour.

Nappe de Djemila (Autochtone de J. Glaçon, Unité Béni-Ourtilane – Djebel Babor de M. Leikine et D. Obert).

e^{6-7} **Eocène moyen et supérieur :** marnes noires, brunes ou grises à bancs et boules jaunes.

e^{4-5}_{c} **Yprésien-Lutétien inférieur :** calcaires massifs bitumineux blancs à cassure noire et silex noirs ; faciès à Globigérines et à débris.

e^{3}-c^{6} **Maestrichtien à Paléocène :** marnes noires indifférenciées, parfois à boules jaunes des deux tiers orientaux de la feuille.

e^{2-3} **Paléocène :** marnes noires ou brunes et alternances de marnes grises et de marno-calcaires en petits bancs.

e^{1} **Danien :** marnes noires et petits bancs de calcaires gris marneux à patine orangée.

c^{6} **Maestrichtien** marneux noir.

c^{4c} **Campanien supérieur et Maestrichtien** calcaire lenticulaires et micritiques au N, devenant plus épais, bien réglés et riches en débris coquilliers au Djebel Medjounès.

c^{3-6a} **Campanien supérieur et Maestrichtien inférieur** marneux sombres à boules jaunes abondantes.

Nappe de Djemila *(suite)*

c^{4-5} **Santonien supérieur à Campanien :** marno-calcaires bien réglés à débris d'Huîtres près du Dj. Anini.

c^{3-4} **Coniacien-Santonien :** marnes grises alternant avec des marno-calcaires gris au N du Djebel Anini.

c^{1-2} **Cénomanien** à Orbitolines et **Turonien** du Djebel Babor.

n^{6-7} **Albien supérieur et Vraconien** marneux et marno-calcaires.

n^{3-6} **Barrémo-Aptien et Albien :** pélites grises schisteuses.

n^{1-3} **Néocomien-Barrémien :** calcaires marneux schisteux à Ammonites pyriteuses.

j^{8} **Jurassique moyen et supérieur :** calcaires et microbrèches siliceux.

l^{s} **Lias moyen et supérieur :** calcaires à silex et calcaires massifs.

l Dolomies et calcaires dolomitiques du Djebel Babor et de l'Adrar Ou Mellal. **Lias** indifférencié de l'Amar Redou.

SÉRIE NÉRITIQUE DU DJEBEL ANINI : AUTOCHTONE RELATIF

c^{3-5}_{an} **Sénonien inférieur transgressif :** Conglomérats à galets de Cénomano-turonien et ciment à *Globotruncana.*

c^{1-2} **Cénomanien à Turonien :** dolomies, calcaires spatiques, zoogènes ou micritiques à Cisalvéolines.

TRIAS EXOTIQUE

t Argiles varicolores, gypses broyés, cargneules et glaçons calcaro-dolomitiques ou dolomitiques (dt).

R.R. Ruines romaines

SIGNES CONVENTIONNELS

CONTACTS NORMAUX

1 – Limite d'affleurement visible
2 – Limite d'affleurement cachée

CONTACTS ANORMAUX

1 – Contact anormal : a – visible, b – caché
2 – Faille : a – visible, b – cachée

PENDAGES

	normaux	renversés
horizontaux	+	%
faibles	⌐	⌐
moyens	⌐	⌐
forts	⌐	⌐
verticaux	—	

CHARNIÈRES

Charnière anticlinale
Charnière synclinale
Charnière avec indication de l'axe du pli.

COUPES INTERPRÉTATIVES AU 1/50 000

Echelle 1/50 000 — 1000 m 500 — 0 1 2 3 4 5 km

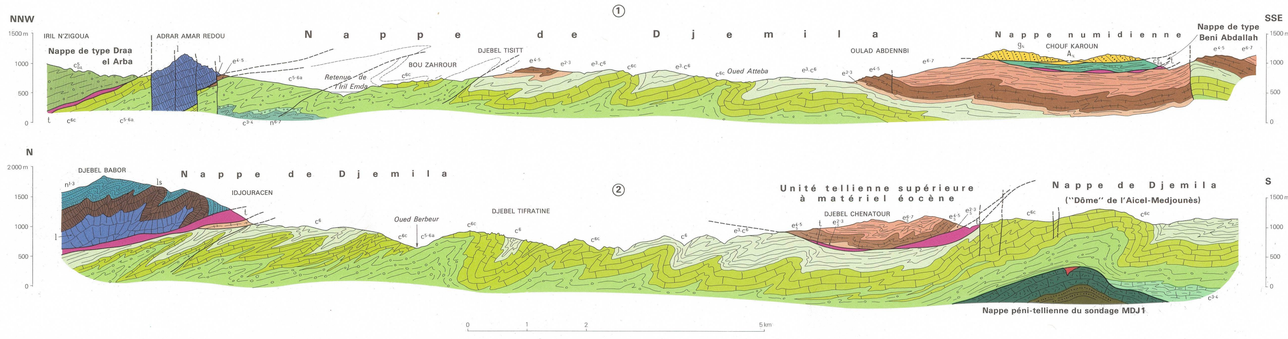
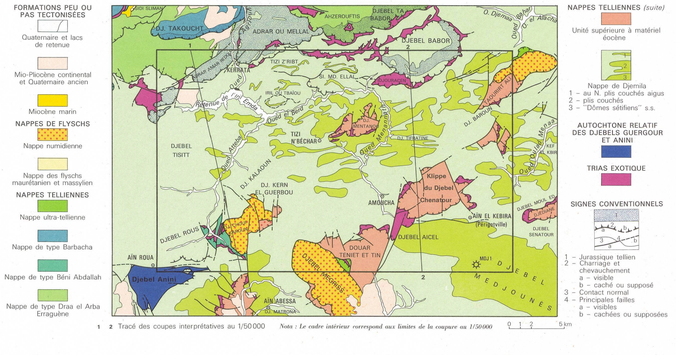


SCHÉMA STRUCTURAL SIMPLIFIÉ



1 2 Tracé des coupes interprétatives au 1/50 000 — *Note : Le cadre intérieur correspond aux limites de la coupure au 1/50 000* — 0 1 2 5 km

PLAN
E:1/1000 (A1)

BORDJ MIRA
BEJAIA

CALCAIRE MARNEUX

BRÈCHE DE FAILLE

FRACTURATION PAR DIACLASES

FRACTURATION PAR CISAILLE. SANS TEXTURE DE ROCHE

FAILLE MESURÉE

FAILLE SUPOSSÉE

TUNNEL EXISTANT

TUNNEL 3
L=105m

O.A. 5.4
L=71m

KHERRATA
SETIF

20150728_1

20150728_2

20150728_3

20150728_4

-LA LONGUEUR DES OUVRAGES ET TUNNELS EST APROXIMATIVE.ILS SERONT DEFINIES DANS LES DOSIERS D'EXECUTION DES LOT OUVRAGES ET LOT TUNNELS.

PROFIL EN LONG
EH:1/1000 (A1)
EV:1/500 (A1)

FAILLE

PK= 5+170.840
CV= 328.835
R = 10000.000
W = -0.006
Lv= 60.000
D = 0.045

PK= 5+311.267
CV= 335.155
R = 1500.000
W = 0.030
Lv= 45.000
D = -0.169

5.10%
4.50%
7.50%

COTES DU TERRAIN
COTES DU PROJET

COURBURES

DEVERS

MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS
WILAYA DE BEJAIA
DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS

ÖZGÜN ŞİRKETLER GRUBU

TITRE: RN9: TRAVAUX D'AMENAGEMENT DES GORGES DE KHERRATA
DOSSIER D'EXECUTION.LOT 01 ROUTE

ELABORE PAR: J.M.P
VERIFIE PAR: X.R.G

ECHELLES:
A1: 1/1000
A3: 1/2000
0 25 50m
GRAPHIQUES

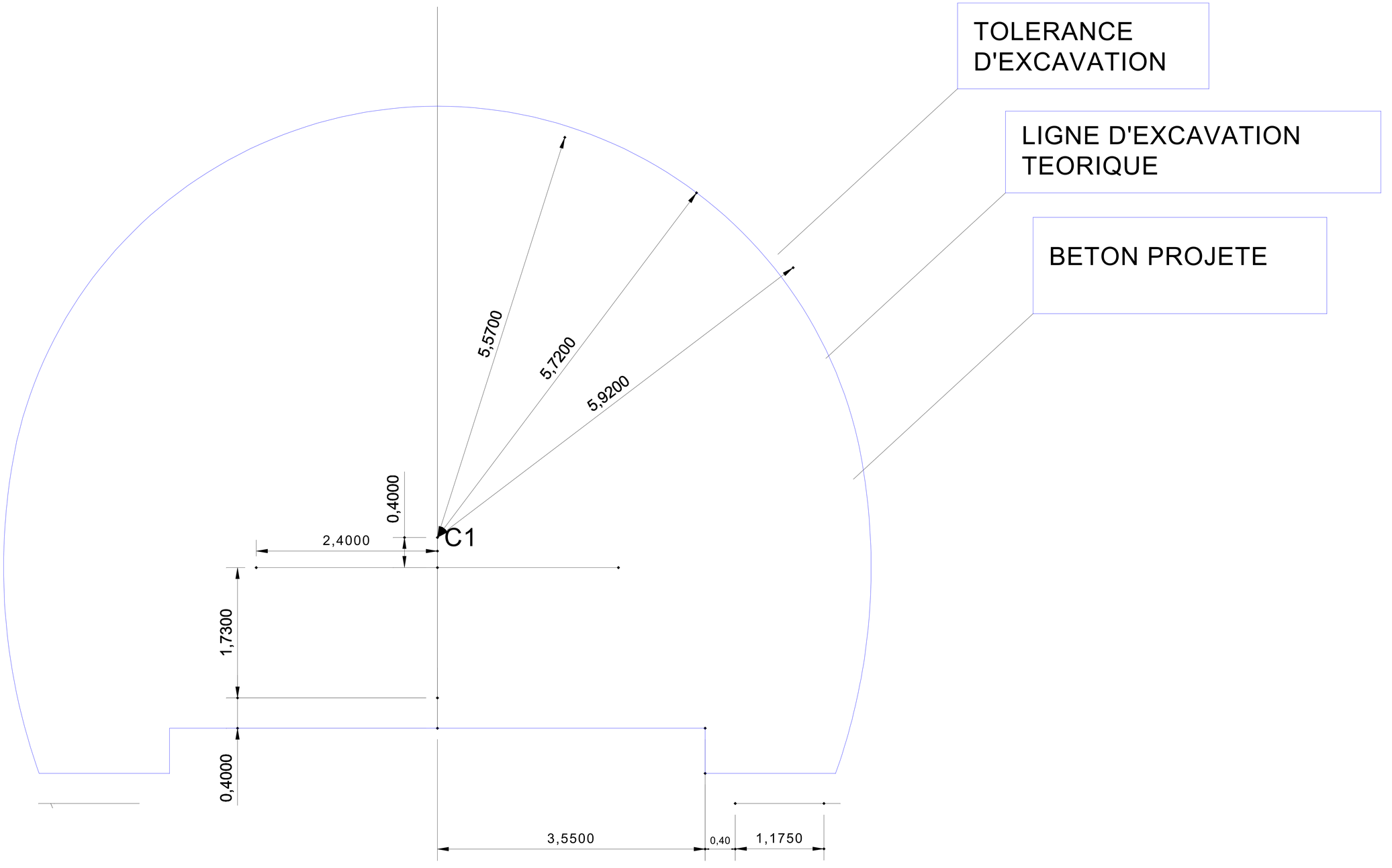
DESCRIPTION: TRACÉ EN PLAN ET PROFILS EN LONG PK 4+900 AU PK 5+600

DATE: DECEMBRE 2014
FICHIER: 04.DWG

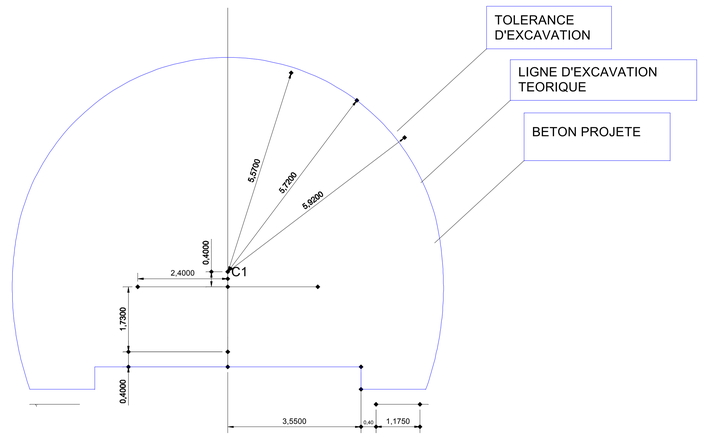
DESSIN No. 4
PLANCHE...R...DE...1.1.

EMIS PAR
NATURE DE LA RÉVISION
DATE
REV. NUM

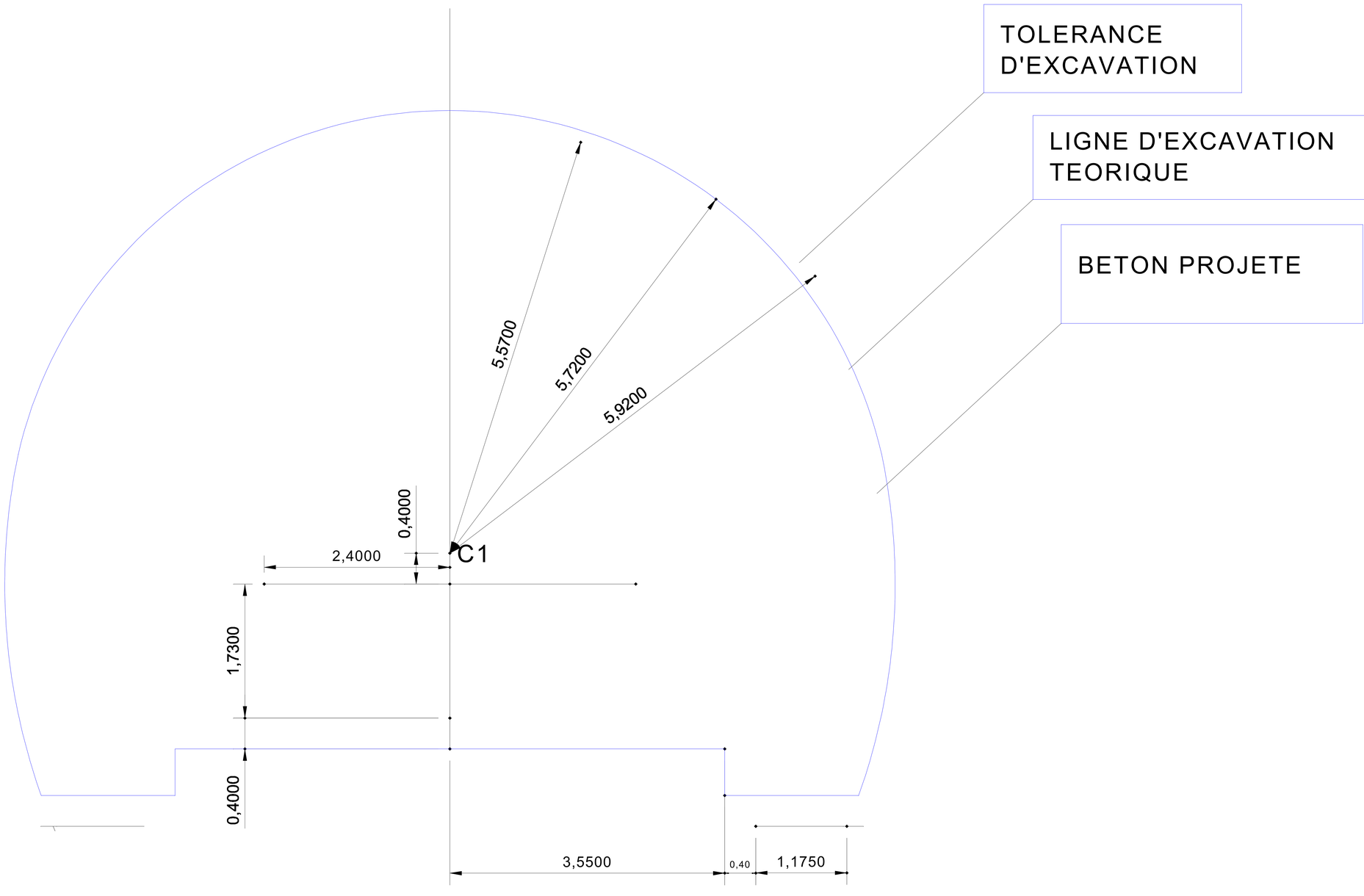
SECTION TYPE ST-II
EXCAVATION



SECTION TYPE ST-II
EXCAVATION



SECTION TYPE ST-II
EXCAVATION



Réalise par :

Mr Amarouche Makhlouf

Melle Mekhazni radia

Encadre par :

Mr R.Boulkram

Thème : Dimensionnement de soutènement d'un tunnel par la classification géomécanique et la théorie des blocs (cas de tunnel $N^0$3 de Kherrata)

Résume

La présente étude a pour objectif la caractérisation de massif d'Amer Rhedou des gorges de Kherrata qui va être traversé par un tunnel N°3, qui n'est pas en cours de réalisation , afin de recommander le type de soutènement adéquat, pour le valider une analyse par le logiciel Unwedge à base de la théorie des blocs sera établie, utilisant les propriétés géométriques et l'orientation des discontinuités relevées le long des affleurements.

Mots-Clefs : Discontinuités, tunnel, analyse de la stabilité, théorie des blocs, recommandation

Abstract

The present study aims to characterize the Amer Rhedou rock massif of the Kherrata gorges which will be traversed by tunnel N °3 what is not yet in realization. In order to recommend the appropriate type of support. For the validation of the type of support an analysis by Unwedge software based on the blocks theory will be established using the geometrical properties and the orientation of the joints observed along the outcrops.

Keyword: Joints, tunnel, analyzes stability, blocks theory, recommendation