



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

ZIANE Karim

TIZIZOUA Syla

Thème

Etude et Caractérisation Géomécanique du Massif de Kherrata

-Cas du tunnel 4-

Soutenu le 29 / 06 /2016 devant le jury:

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

Année Universitaire: 2015-2016

Remerciements

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

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

Nous voudrions exprimer toutes nos reconnaissances à Mr MAZA Mustapha, professeur et chef de département, pour l'honneur qu'il nous fait en acceptant de présider le juger de notre soutenance.

Un grand remerciement a 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 qui nous a montré le chemin vers cette expérience ravissante

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

Enfin, nous présentons toute notre gratitude à tous ceux ou celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

 *Je dédie ce travail à ...* 

- ❖ *A la mémoire de mon père (que le dieu l'accueille dans son vaste paradis).*
- ❖ *Ma très chère mère*
"Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur."
- ❖ *Mes frères (et leur épouses) et mes sœurs.*
- ❖ *A mes neveux et nièces.*
- ❖ *A toute ma grande famille sans exception.*
- ❖ *A tous mes amis.*
- ❖ *A tous ceux qui ont participé de près ou de loin pour réaliser ce travail.*
- ❖ *A ma binôme sylvia et sa famille.*

Z. Karim

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *A ma mère et mon père pour leurs sacrifices, soutien et encouragements,*
- ❖ *A mes frères et mes sœurs que j'adore,*
- ❖ *A mon oncle mahna et sa femme dihia,*
- ❖ *A mon petit minouchiw said*
- ❖ *A toutes mes amies*
- ❖ *À mon binôme Karim*

Je le dédie aussi à ceux qui m'ont quitté et ceux que j'ai retrouvé.

Sydia

SOMMAIRE

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Abréviation	
Symbole	
Introduction générale.....	P1
CHAPITRE I : Les Massifs Rocheux	
Introduction	P2
I.1. Définition d'un massif rocheux	P2
I.2. Structures d'un massif rocheux	P2
I.2.1. Matrice rocheuse	P3
I.2.1.1. La définition	P3
I.2.1.2. La description pétrographique et minéralogie	P4
I.2.1.3. Les propriétés physiques	P4
I.2.1.4. Les propriétés mécaniques	P6
I.2.2. Les discontinuités	P8
I.2.2.1. Les type de discontinuités	P9
I.2.2.2. les caractéristiques géométriques des discontinuités	P11
I.2.2.3. Les paramètres mécaniques	P16
I.2.2.4. Etude structurel des discontinuités (la projection stéréographique).....	P16
I.2.3. Les caractéristiques d'un massif rocheux	P17
I.2.3.1. RQD (le Rock Quality Designation Index)	P17
I.2.3.2. Degré d'altération.....	P19
I.2.3.3. Indice de continuité du massif rocheux IC_M :	P20
I.2.4. Assemblage des blocs	P20
I.3. Les méthodes de classification des massifs rocheux	P21
I.3.1. Le Rock Mass Rating (<i>RMR</i>)	P22
I.3.2. L'indice Q de Barton	P25
I.3.3. Le Geological Strength Index GSI (Hoek et Brown, 1995)	P28
I.4. corrélation entre les différentes méthodes de classification	P28
Conclusion	P29

CHAPITRE II : Construction souterrain

Introduction P30

II.1. Définition et domaine d’emploi P30

II.2. Forme des tunnels P30

II.3. Creusement des tunnels P30

 II.3.1. Attaque à explosifs P30

 II.3.2. Creusement mécanique P33

 II.3.2.1. Excavation avec des machines à attaque ponctuelle P33

 II.3.2.2. Excavation avec des machines à attaque globale P34

II.4. Procèdes du creusement P34

 II.4.1. Creusement en pleine section P34

 II.4.2. Creusement par demi-section supérieure P35

 II.4.3. Creusement en sections divisées P35

II.5. Purge et marinage P36

II.6. Pré-soutènement P37

 II.6.1. Voûte-parapluie P37

 II.6.2. Pré-voûte P40

 II.6.3. Anneau renforcé P41

II.7. Objectif de soutènement du front de taille P41

 II.7.1. Domaine d'application P42

II.8. Soutènement P42

 II.8.1. Mode d’action des soutènements P42

 II.8.2. Types de soutènement P42

 II.8.2.1. La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM) P42

 II.8.2.2. Soutènement par boulons P45

 II.8.2.3. Soutènement par béton projeté P46

 II.8.2.4. Soutènement par anneaux intérieurs P46

II.9. Pose de l’étanchéité P48

II.10. Pose du revêtement P49

Conclusion P50

CHAPITRE III : Description géologique de la zone d’étude

III.1. La géologie locale de la région P51

III.2. Géologie de site P54

 III.2.1. Zone Portail Nord P53

 III.2.2. Zone centrale P55

III.2.3. Zone Portail Sud	P56
Conclusion	P57
CHAPITRE IV : Etude et classification de massif des gorges de kherrata	
Introduction	P58
IV.1. Points d'observation géotechnique « sur site ».....	P58
IV.1.1. Levées géostructurales	P58
IV.1.2. La représentation stéréographique des discontinuités	P62
IV.1.2.1. Représentation des points de portail Nord (PK 6+000 à 6+100)	P62
IV.1.2.2. Représentation stéréographique des points mesure en PK 6+280 et PK 6+500 (centre de tunnel)	P64
IV.1.2.3. Représentation stéréographique des points mesure au portail sud (PK= 6+600)	P67
IV.2. Sondage et Essais de laboratoire	P69
IV.2.1. Portail Nord (SC N°1 pk 6+170).....	P69
IV.2.1.1. Les essais réalisés en laboratoire	P70
IV.2.1.2. Détermination du Rock quality Designation (RQD)	P70
IV.2.2. Portail Sud (SC N°2)	P71
IV.2.2.1. Les essais réalisés en laboratoire	P71
IV.2.2.2. Détermination du Rock Quality designation (RQD)	P72
IV.3. Classification d'un massif (tunnel 4) selon le RMR.....	P72
IV.3.1. Classification de Bieniawski au portail Nord.....	P73
IV.3.2. Classification de Bieniawski au PK 6+280	P75
IV.3.3. Classification de Bieniawski au PK 6+500	P77
IV.3.4. Classification de Bieniawski au portail Sud	P79
IV.4. Classification du massif rocheux (tunnel 4) selon Barton	P81
IV.4.1. Classification de Barton au portail Nord	P81
IV.4.2. Classification de Barton au PK 6+280	P81
IV.4.3. Classification de Barton au PK 6+500	P82
IV.4.4. Classification de Barton au portail sud.....	P82
IV.5. Calcul du GSI (Geological Strength Index)	P83
IV.5.1: Calcul du GSI au portail Nord PK 6+000 à 6+100	P83
IV.5.2: Calcul du GSI au PK 2+280 (centre de tunnel).	P83
IV.5.3: Calcul du GSI au PK 6+500	P84
IV.5.4: Calcul du GSI au portail Sud	P85
IV. 6. Calcule les caractéristiques d'un massif rocheux selon logiciel Rock data	P86

IV.6.1. Les résultants estimés	P86
IV.6.1.1: Portail nord	P86
IV.6.1.2. Les résultats obtenus au PK 6+280.....	P88
IV.6.1.3. Le résultat obtenu par Rock Data au PK 6+500	P90
IV .6.1.4. Les résultats obtenus par Rock Data au portail Sud PK 6+60	P92
Conclusion	P94
Conclusion générale	p95

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau I.1: Les Classes des clastique selon leur granulométrie.	P3
Tableau I.2: Classification selon le coefficient de perméabilité.	P5
Tableau I.3: Les Classes selon des valeur de porosité.	P5
Tableau I.4: Classes de la roche selon la résistance en compression uniaxiale.....	P6
Tableau I.5: Description des joints selon la persistance suggérée par l'ISRM.	P14
Tableau I.6: Classification des ouvertures des discontinuités.	P114
Tableau I.7: Classification selon l'espacement des joints.....	P15
Tableau I.8: Classification de la roche suivant RQD (Deere, 1968).	P19
Tableau I.9: Description et classes d'état d'altération météorique des massifs rocheux. .	P20
Tableau I.10: Classes de continuité du massif rocheux à l'échelle de mesure L	P20
Tableau I.11 : Paramètre de classification des roches et notes de pondération Z.BIENIAWSKI.....	P24
Tableau I.12: Note d'ajustement pour orientation des joints (BIENIAWSKI 1989).	P25
Tableau I.13: Priorités globales attribuées au massif rocheux en fonction des classes (BIENIAWSKI 1989).	P25
Tableau I.14: Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI.....	P26
Tableau I.15: Comparaison des utilisations du RMR et du Q-system dans le domaine des travaux souterrains.....	P27

CHAPITRE IV

Tableau IV.1: Familles des discontinuités représentatives, zone portail Nord et portail Sud de tunnel.	P60
Tableau IV.2: Familles des discontinuités représentatives, zone tunnel centre.	P61
Tableau IV.3: Les résultats des essais réalisés en laboratoire sur le sondage N°1.	P70
Tableau IV.4: Qualité de la roche, RQD SC N°1.	P70
Tableau IV.5: Les résultats réalisés en laboratoire sur la carotte N°2.	P72
Tableau IV.6: Qualité de la roche, RQD (SC N°2).	P72
Tableau IV.7: La classification de RMR pour la roche calcaire au portail Nord.	P73
Tableau IV.8: Le type de soutènement selon RMR calculé pour la roche calcaire.	P73
Tableau IV.9: La classification de RMR pour la roche calcaire fissurée au portail Nord.	P74
Tableau IV.10: Le type de soutènement recommandé pour la roche calcaire fissuré au portail Nord.	P74

Tableau IV.11: La Classification de RMR pour la roche calcaire au PK 6+280.	P75
Tableau IV.12: Le Type de soutènement recommandé selon la RMR calculé au PK 6+280.	P75
Tableau IV.13: La Classification de RMR pour la roche calcaire fissuré au PK 6+280.	P76
Tableau IV.14: Le Type de soutènement recommandé selon le RMR calculé.	P76
Tableau IV.15: La Classification de RMR pour le calcaire au Pk 6+500.	P77
Tableau IV.16: Le Type de soutènement recommandé selon le RMR calculé pour la roche calcaire au PK 6+500.	P77
Tableau IV.17: Classification de RMR pour le calcaire fissuré au PK 6+500.	P78
Tableau IV.18: Le Type de soutènement recommandé selon le RMR calculé au PK 6+500 pour la roche calcaire fissuré	P78
Tableau IV.19: La Classification de RMR pour la roche calcaire au portail Sud.	P79
Tableau IV.20: Le Type de soutènement recommandé selon RMR calculé au portai S pour le calcaire.	P79
Tableau IV.21: La Classification de RMR pour le calcaire fissuré au portail Sud.	P80
Tableau IV.22: Le Type de soutènement recommandé selon le RMR calculé au portail Sud pour le calcaire fissuré.	P80
Tableau IV.23: Les Résultats de Q-Barton pour le calcaire et le calcaire fissuré au portai Nord.	P81
Tableau IV.24: Les Résultats de l'indice Q-Barton pour le calcaire et le calcaire fissuré au PK 6+280.	P81
Tableau IV.25: Les Résultat de l'indice de Q-Barton pour le calcaire et le calcaire fissuré au PK 6+500.	P82
Tableau IV.26: Les Résultats de l'indice de Q-Barton pour le calcaire et le calcaire fissuré au portail sud.	P82
Tableau IV.27: les Valeurs de GSI pour le calcaire et le calcaire fissuré.	P85
Tableau IV.28: Les Critères de Hoek - Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire au portail Nord.	P86
Tableau IV.29: Les Critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire fissurée au portail Nord.	P87
Tableau IV.30: Les Critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire au PK 2+280.	P88
Tableau IV.31: Les Critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire fissurée au PK. 6+280.	P89
Tableau IV.32: Les Critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire au PK 6+500.	P90
Tableau IV.33: Les Critères de Hoek - Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire fissurée au PK. 6+500.	P91

Tableau IV.34: Les Critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire au portail Sud.	P92
Tableau IV.35: Les Critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour les roches calcaires au portail Sud.	P93

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I.1: Exemple d'une structure géométrique d'un massif rocheux.....	P2
Figure I.2 : Schéma de principe d'un essai de compression uniaxiale.....	P6
Figure I.3: Schéma de principe d'un essai de compression triaxial.....	P7
Figure I.4: Schéma de principe d'un essai de traction indirect.	P7
Figure I.5: Résistance de cisaillement.	P8
Figure I.6: Exemples de plans de stratification.	P9
Figure I.7: Exemple de diaclase	P9
Figure I.8: Exemple de faille	P10
Figure I.9: Exemple de schistosité.....	P11
Figure I.10: Les plis.....	P11
Figure I.11: Mesure de l'orientation de plan de discontinuité.	P12
Figure I.12: Une boussole géologique pour mesurer le pendage et la direction du plan. .	P13
Figure I.13: Persistance de différents ensembles de fractures.....	P13
Figure I.14: Exemple d'espacement des joints.	P15
Figure I.15: Caractéristiques géométriques des discontinuités dans un massif rocheux; traduit de Wyllie et Mah (2004).	P16
Figure I.16: Schéma de projection stéréographique et d'analyse des données d'orientation des discontinuité	P17
Figure I.17: Principe d'une projection stéréographique d'un plan.	P18
Figure I.18: Schéma explicatif - méthode de calcul de RQD.	P19
Figure I.19: Différentes structures géométriques de massifs rocheux fracturés.....	P21
Figure I.20: Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR (Bieniawski [1973]).	P23

CHPITRE II

Figure II.1: Plan de tir du front de taille d'un tunnel.....	P31
Figure II.2: Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.	P32
Figure II.3: Machines à attaque ponctuelle (Extrait de la brochure de Wirth).....	P33
Figure II.4: Tunnelier à bouclier	P34
Figure II.5: Exemple de Creusement en pleine section.	P35
Figure II.6: Creusement par demi-section supérieure calotte & stross, [kherrata].	P35
Figure II.7: Exemple Creusement en sections divisées.	P36
Figure II.8: L'étape de purge et marinage (projet de kherrata).	P37

Figure II.9: L'enfilage en calotte par plaques d'acier ou barres.	P38
Figure II.10 : Voûtes-parapluie emboîtées (d'après Sté TREVI).	P39
Figure II.11: Arc cellulaire (Lunardi 2008).....	P40
Figure II.12: Anneau renforcé (d'après P. LUNARDI).	P41
Figure II.13:(a) Application de la NATM (New Austrian Tunnelling Méthod), (b) Boulonnage du front.	P43
Figure II.14: Les boulons à ancrage ponctuel.....	P43
Figure II.15: Les boulons à ancrage réparti.....	P44
Figure II.16: Les cintres métalliques légers (projet de kherrata).....	P47
Figure II.17 : Cintres lourds (projet de kherrata).	P48
Figure II.18: Pose de l'étanchéité.	P49
Figure II.19: Pose du Revêtement définitif.	P49

CHAPITRE III

Figure III.1: Affleurement sur la RN-9 actual au niveau du PK 6+900 du projet. [26].....	P52
Figure III.2: Schéma particulière de la Kabylie.	P53
Figure III.3: Marno-calcaires fortement plissées sur la RN-9 actuelle au niveau du Pk 6+300 du projet.....	P53
Figure III.4: Vue du portail Nord vers kherrata (sud).	P54
Figure III.5: Vue de la falaise calcaire grande degré de fracturation. Proximité d'une faille sur la RN-9 actuelle au niveau du Pk 6+500 du projet	P55
Figure III.6: Vue de la falaise calcaire sur la RN-9 actuelle au niveau du Pk 6+300 du projet.....	P55
Figure III.7 : Marno calcaires avec silex fortement plissées. Pk 6+700.	P56
Figure III.8: Vue panoramique du portail Sud.	P56

CHAPITRE IV

Figure IV 1: Les emplacements des affleurements de caractérisation effectuer par l'entreprise (prise par Google Earth).	P58
Figure IV.2: Vue de portail Nord avec les principales familles de discontinuités.	P59
Figure IV.3: Schème des discontinuités du portail Nord.	P59
Figure IV.4: Schème des discontinuités du portail Sud.	P60
Figure IV 5: Les emplacements des affleurements de caractérisation au PK 6+280 et le PK 6+500 (prise Par Google Earth).	P61
Figure IV.6: Représentation stéréographique des joints et de plan de stratification.	P62
Figure IV.7: Représentation stéréographique des pôles d'un plan de stratification.	P62
Figure IV.8: Représentation stéréographique du pôle moyen des joints et d'un plan de stratification.	P63

Figure IV.9: Représentation stéréographique des plans de stratifications en PK 6+280 (centre de tunnel).	P64
Figure IV.10: Représentation stéréographique des pôles mesure et les plans de stratification en PK 6+280 (centre de tunnel).	P64
Figure IV.11: Représentation stéréographique des plans de stratification et leur vecteur moyen en PK 6+280 (centre de tunnel).	P65
Figure IV.12: Représentation stéréographique d'un plan de stratification en PK 6+500 (centre de tunnel).	P65
Figure IV.13: Représentation stéréographique des pôles mesure en PK 6+500(centre de tunnel).	P66
Figure IV.14: Représentation stéréographique d'un plan de stratification et leur vecteur moyen en PK 6+500.	P66
Figure IV.15: Représentation stéréographique des pôles mesures et des plans de stratification en PK= 6+600 (portail sud)	P67
Figure IV.16: Représentation stéréographique des joints, des plans de stratifications et les pôles en PK= 6+600.	P67
Figure IV.17: Représentation stéréographique des joints, des plans de stratification et leurs vecteur moyen en PK=6+600(portail sud).	P68
Figure IV.18: Implantation du point de sondage carotté N°1.	P69
Figure IV.19: Photos des caisses du sondage carotté N °1.	P69
Figure IV.20: Implantation du point de sondage carotté N° 2	P71
Figure IV.21: Photos des caisses du sondage carotté N° 2	P71
Figure IV.22: Les résultats obtenus par Rock Data pour la roche calcaire au portail Nord	P86
Figure IV.23: Les résultats obtenus pour la roche calcaire fissurée par Rock Data.	P87
Figure IV.24: Les résultats obtenues pour la roche calcaire par Rock Data au PK 2+280.	P88
Figure IV.25: Les résultats obtenus pour la roche calcaire fissurée par Rock Data au PK 6+280.	P89
Figure IV.26: Les résultats obtenue par Rock Data pour la roche calcaire au PK 6+500.	P90
Figure IV.27: Les résultats obtenus par Rock Data pour la roche calcaire fissurée au PK. 6+500.	P91
Figure IV.28. Les résultats obtenus par Rock Data au portail Sud pour la roche calcaire.	P92
Figure IV.29: Les résultats obtenus par Rock Data pour la roche calcaire au portail Sud.	P93

Abréviations :

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

AM : Altération Météorique.

APD: Avant projet Detaille.

BRH: Brise Roche Hydraulique.

CFMR-MMR : Centre Français des Mécaniques des Roches - Manuel de Mécanique des Roches.

CCTP: Cahier des Clauses Techniques Particulières.

E-W: Est-West.

GSI: Geological Strength Index.

ISRM : International Society for Rock Mechanics.

ICM : Indice de Continuité du Massif rocheux.

NGI : Norwegian Geotechnical Institute.

NMA: La Nouvelle Méthode Autrichienne.

NATM: New Austrian Tunnelling Method.

N-W : Nord-West.

PK : le Point Kilométrique.

SRF: Stress Reduction Factor.

S-E: Sud-Est.

SC: Sondage Carotté.

RQD : Rock Quality Designation.

RMR: Rock Mass Rating.

RN: Route National.

TBM : Tunnel Boering Machines.

Symbole

P : La masse volumique	[kg/m ³], [t/m ³]
Υ : le point volumique	[M.L ⁻² .T ⁻²]
K : La perméabilité	[m/s]
W _e : La teneur en eau	[%]
n : La porosité	[%]
S _r : Le degré de saturation	[%]
R _c : La résistance en compression	[MPa]
R _t : La résistance à la compression triaxiale	[MPa]
σ _t : la résistance à la traction indirecte	[MPa]
τ : La résistance au cisaillement	[MPa]
σ : Contrainte	[MPa]
φ : Angle de frottement	[°]
C : Cohésion	[MPa]
α : Azimut	[°]
β : Pendage	[°]
λ : Fréquence des joints	[m ⁻¹]
S _j : Espacement des joints	[m]
I _s : Indice de franklin	[MPa]
E : Module de Yang	[KPa]
Ψ : Angle de dilatance	[°]
j _n : Nombre des familles des discontinuité	[/]
j _r : Paramètre de rugosité des joints	[/]
j _a : Degré d'altération des joints	[/]
j _w : Paramètre de réduction hydraulique	[/]
α _n , β _n : la direction et le pendage normale	[°]
S : Sud	[/]
N : Nord	[/]
J : joint	[/]
S ₀ : plant de stratification	[/]

Introduction générale

La réalisation d'ouvrages souterrains a connu un essor important dans ces dernières années, La densification des agglomérations urbaines et l'embouteillage conduit à une demande croissante de construire des ouvrages aussi bien routiers que ferroviaires.

Le creusement d'un ouvrage souterrain (tunnels) dans un massif rocheux entraîne des modifications de l'état de contrainte et de déformation du terrain pouvant aller jusqu'à mettre en cause la stabilité de l'excavation réalisée, ou à provoquer des désordres intolérables dans le massif et l'environnement de l'ouvrage lui-même et spécifiquement dans les cas d'ouvrage de dimension très grandes comme notre projet.

Le massif rocheux des gorges de kherrata est constitué par des roches instables qui sont combinées l'un à l'autres, qui peuvent éboulées à cause des systèmes fractures. Le cas de la zone du tunnel 4 est plus fracturée est pour cela il faut recommander le type de soutènement et le pas d'avancement dans le tunnel pour assurer la sécurité au cours des travaux.

Afin de bien cerner cette problématique notre mémoire de fin d'étude se compose de quatre chapitres, dans le premier chapitre intitulé les massifs rocheux, une présentation sera donnée concernant leurs structures, la nature des roches qui les composent, et les différents types de discontinuités et leurs influences sur leurs stabilités, et les différentes méthodes de classification des massifs rocheux.

Dans le deuxième chapitre intitulé les étapes de construction souterraine, présente les ouvrages routiers souterrains (tunnels), leurs modes de creusement, les risques d'instabilité liés à leurs réalisations et les types de soutènement utilisés pour remédier par le revêtement définitifs.

Le troisième chapitre intitulé la présentation de projet d'aménagement des gorges de kherrata, ainsi que la géologie régionale et la géologie de site (tunnel 4).

Enfin dans le dernier chapitre on a projeté les textes et formules de classification Rock Mass Rating (RMR) sur notre site d'étude afin de classer le massif rocheux en question. Et présenté avec les recommandations de soutènement et le pas d'avancement.

Introduction

La conception des ouvrages en génie civil et minier réalisés dans les roches est dictée par le comportement du massif rocheux qui dépend du comportement de ses constituants de base (la roche intacte et les discontinuités) et de leurs interactions. La présence de discontinuités crée au sein du massif rocheux des zones aux comportements anisotropiques ainsi qu'une baisse de la résistance et de la rigidité de ce même massif rocheux. Pour des raisons sécuritaires et économiques, il est important de caractériser le comportement du massif rocheux avant de réaliser des ouvrages d'ingénierie dans la roche. [1]

I.1. Définition d'un massif rocheux

Les massifs rocheux sont des structures très complexes formées d'une juxtaposition de matériaux hétérogènes. Ils sont assimilés à un assemblage des blocs appelés matrice rocheuse lesquels ils sont délimités par des discontinuités constituées des fissures, fractures, failles ou bien des limites stratigraphiques qui affectent fortement leur stabilité et plus généralement leur comportement mécanique. [1]

I.2. Structures d'un massif rocheux

Le comportement mécanique des massifs rocheux est un facteur délimitant dans le dimensionnement des ouvrages qui y sont exécutés. Afin de comprendre, expliquer et modéliser ce comportement, il est nécessaire de connaître la structure géométrique ou plus précisément le modèle de distribution géométrique des fractures, ainsi que les propriétés mécaniques de chaque des composantes qui sont la matrice rocheuse (matériau rocheux sous forme des blocs de roche intacte de taille variées) et les discontinuités qui coupent le massif. [2]

Massif rocheux = matrice rocheuse + discontinuités + eau

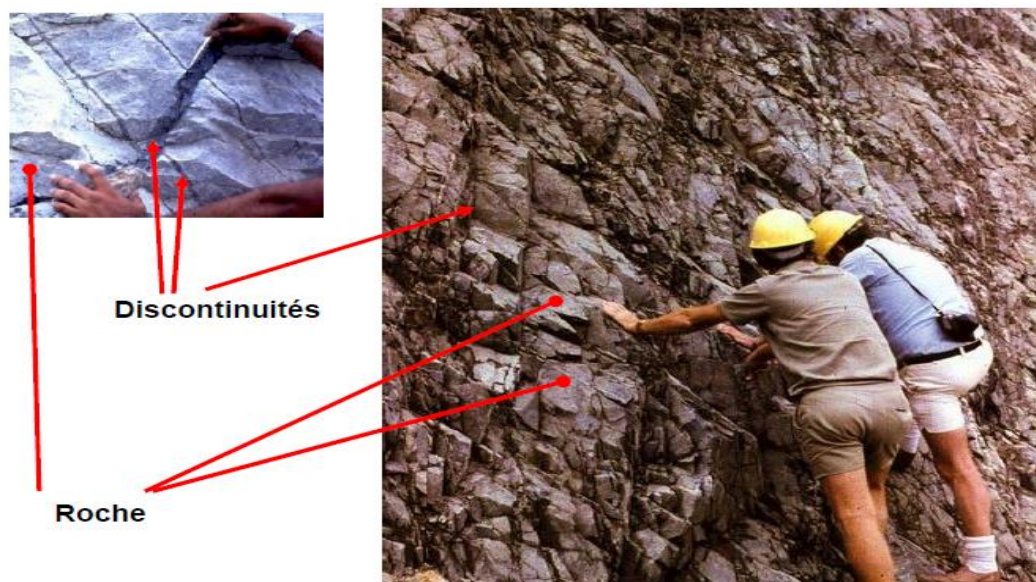


Figure I.1: Exemple d'une structure géométrique d'un massif rocheux. [2]

I.2.1. Matrice rocheuse

I.2.1.1. La définition

Le comité français de mécanique des roches (CFMR-MMR [2000]) définit la roche comme étant « un assemblage des minéraux qui ont acquis des liaisons plus au moins fortes au cours de leurs histoire géologique ». [3]

Trois catégories principales sont à l'origine des classifications :

- **Roches magmatique (ignées)** : Les roches ignées sont formées lorsque la roche fondus (magma) se refroidit et se solidifie, avec ou sans cristallisation.

Elles peuvent être formées soit :

- en profondeur comme des roches intrusives (plutoniques).
- à la surface comme des roches extrusives (volcaniques).

Les roches intrusives ont généralement un grain grossier et les extrusives un grain fin. Elles peuvent aussi avoir différentes sortes des minéraux comme (granites, basaltes).

- **Roches sédimentaires**: Les roches sédimentaires sont formées de trois façons principales :
 - par le dépôt de résidus dû à l'altération d'autres roches (connus sous le nom de roches sédimentaires « clastiques »).
 - par le dépôt résultant d'une activité biogénique.
 - par la précipitation d'une solution.

Les roches à sédiments clastiques sont généralement classées selon leur granulométrie. [3]

Tableau I.1: Les classes des clastique selon leur granulométrie. [2]

Taille des particules	Commentaires	Nom des roches
>2mm	Fragments de roche arrondis	Conglomérat
	Fragments de roche angulaires	Brèches
1/16 – 2mm	Quartz avec d'autres minéraux	Grés
>1/16mm	Se sépare en fines couches	Schiste
	Se casse en blocs	Mudstone

- **Roches métamorphique** : la roche métamorphique est une nouvelle roche transformée à partir d'une roche existante sédimentaire, magmatique et métamorphique sous l'effet de haut température et haut pression.

Les roches métamorphiques peuvent avoir une structure feuilletée ou non.

La foliation est due à une réorientation des minéraux de mica, créant un plan de clivage ou un alignement visible des minéraux. (Quartz, Ardoise et Gneiss). [3]

La description structurale d'une matrice rocheuse passe par la détermination des caractéristiques (physique, mécanique ...) du matériau le constituant ; cela fait appel à un nombre d'identifications et des essais en laboratoire effectués sur des échantillons prélevés sur site.

Les techniques de prélèvement des échantillons sont diverses on cite :

- le carottage à partir de la surface ou à partir d'une galerie ;
- le découpage des blocs au moyen d'une tronçonneuse à rocher ;
- l'arrachage des blocs prédécoupés par des fissures, ou le prélèvement des blocs provenant d'un éboulement ou tir à l'explosif.

I.2.1.2. La description pétrographique et minéralogie

La description pétrographique comprend les observations suivantes, effectuées à l'œil nu, à la loupe ou, de préférence, au microscope sur lame mince :

- identification des minéraux présents ;
- taille et arrangement des minéraux (texture) ;
- proportion des différents constituants ;
- vides et défauts : pore et fissures.

I.2.1.3. Les propriétés physiques

Elles sont déterminées à partir des essais simples, qui donnent, alliés à la description pétrographique, une image assez précise du matériau.

- **la masse volumique (ρ), (NF P 94-410-1/2/3) :** Il s'agit de la masse du matériau par unité de volume, y compris les vides éventuels. Elle s'exprime en kilogramme par mètre cube (Kg/m^3) ou en tonne par mètre cube (t/m^3). [4]

On définit différentes masses volumiques en fonction de l'état du matériau.

- masse volumique naturelle : $\rho = m/v$ c'est le rapport de la masse « humide » ou « naturelle » m au volume totale v de l'échantillon, en l'état à réception.
- masse volumique sèche : $\rho_d = m_d/v$ 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.
- masse volumique des grains : $\rho_s = m_s/v_s$ c'est le rapport de la masse sèche des grains m_s d'un échantillon broyé, au volume v_s des grains.
- **Le poids volumique :** les poids volumiques (dimensions $\text{M} \cdot \text{L}^{-2} \cdot \text{T}^{-2}$), γ , γ_d , et γ_s correspondants aux masses volumiques précédentes sont obtenus par multiplication par l'accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m}/\text{s}^2$:

$$\gamma = \rho \times g \quad (\text{I.1})$$

- **La perméabilité (NF P 94-252) :** 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).

Tableau I.2: Classification selon le coefficient de perméabilité.

K=10⁻² m/s	Matériau très perméable : cas de graviers
K=10⁻¹³ m/s	Matériau très imperméable : cas des argiles

- **la teneur en eau (w_e,%), (Norme p 094-050) :** elle est déterminée par étuvage, c'est le rapport entre la perte de poids d'une éprouvette de roche maintenue à 105±5° C pendant 24 h et son poids initial.[1]

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

$$W = (m_w / m_d) \times 100 \quad \% \quad (\text{I.2})$$

- **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.

$$n = \frac{V_v}{V} ; (\%) \quad (\text{I.3})$$

La valeur de porosité est surtout conditionnée par la présence de vides globuleux (pores), mais assez peu par les fissures (vides très aplatis et fins). [4]

Les classes de valeur de porosité sont définies dans le (tableau I.3).

Tableau I.3 : Les classes selon des valeurs de porosité.[4]

Classes	Valeurs de la porosité	Termes descriptifs de porosité
P1	0% < n < 1%	Porosité très faible
P2	1% < n < 5%	Porosité faible
P3	5% < n < 15%	Porosité moyenne
P4	15% < n < 30%	Porosité forte
P5	n > 30%	Porosité très forte

- **le degré de saturation (S_r, %), (NF P 94-252) :** le degré de saturation en eau S_r exprimé en % est le rapport du volume de l'eau contenue dans l'échantillon au volume des vides V_v c'est le pourcentage de l'espace poreux occupé par l'eau. [4]

$$S_r = (V_w / V_v) \times 100 \quad (\text{I.4})$$

I.2.1.4. Les propriétés mécaniques

Elles se déterminent par des essais en laboratoire.

a) La résistance en compression uniaxiale (R_c), (NF P 94-077) :

Le principe de test consiste à appliquer d'une manière croissante une force de compression sur une carotte (cylindrique) de la roche intacte selon son axe longitudinale.

Les paramètres à déterminer au cours de cet essai sont :

- la résistance à la compression uniaxiale (R_c) de la roche qui correspond à la contrainte normale au moment de la rupture de la roche.
- le module de Yong (E) qui correspond à la pente de la zone élastique de la courbe contrainte-déformation axiale de l'échantillon.
- Le coefficient de poisson (ν) qui correspond à la pente de la courbe déformation latéral-déformation axiale de l'échantillon.

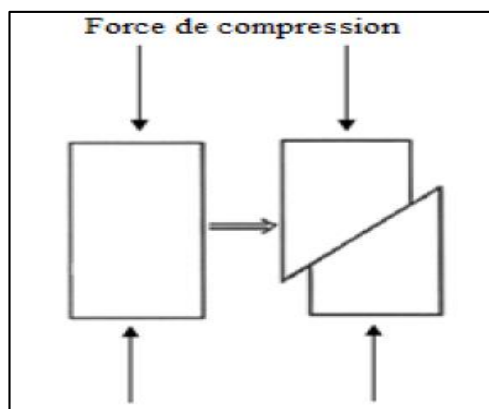


Figure I.2 : Schéma de principe d'un essai de compression uniaxiale. [4]

Tableau I.4: Classes de la roche selon la résistance en compression uniaxiale.

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

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

L'essai de compression triaxial est destiné à mesurer la résistance d'échantillon cylindrique de roche soumis à un état de compression triaxial, il permet d'obtenir les valeurs nécessaires à la détermination de l'enveloppe de rupture ainsi que les valeurs d'angle de frottement interne et de cohésion apparente.

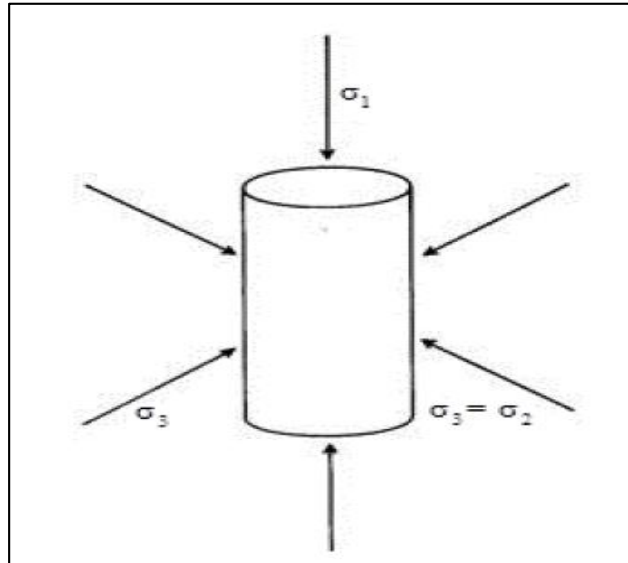


Figure I.3: Schéma de principe d'un essai de compression triaxial. [4]

c) La résistance à la traction indirecte ou essai Brésilien (σ_t), (NF P 94-422) :

La résistance à la traction est la résistance qu'oppose une roche à la rupture lorsqu'elle est soumise à une sollicitation de tension, l'essai Brésilien permet de mesurer d'une façon indirecte la résistance à la traction de la roche. Son principe est de mettre sous contrainte de tension une carotte de roche par application d'une force de comportement suivant son longueur.

La résistance à la traction de la roche testée se calcule comme suit :

$$\sigma_t = 2P / (\pi DL) \quad (I.5)$$

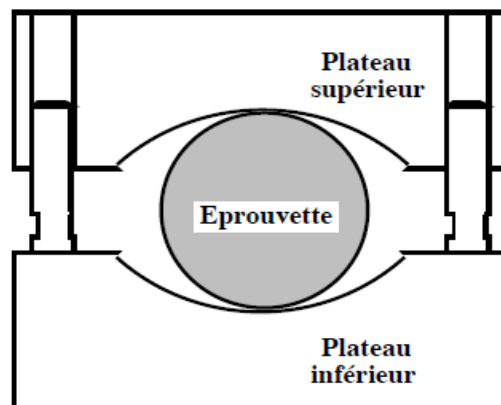


Figure I.4 : Schéma de principe d'un essai de traction indirecte.

d) La Résistance au cisaillement (τ), (NF P 94-071) :

Déterminée par l'essai de cisaillement, elle consiste à provoquer la rupture d'une éprouvette suivant un plan déterminé. L'éprouvette est soumise à la fois à un effort normal (N) constant tout au long de l'essai, et à un autre tangentiel (T) qui croît jusqu'à la rupture.

On peut déduire les paramètres de résistance au cisaillement, angle de frottement (φ) et cohésion (C).

Cet essai s'exprime par la formule (I.6):

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{I.6})$$

τ : contrainte de cisaillement.

c : cohésion.

σ : contrainte normale.

φ : angle de frottement interne.

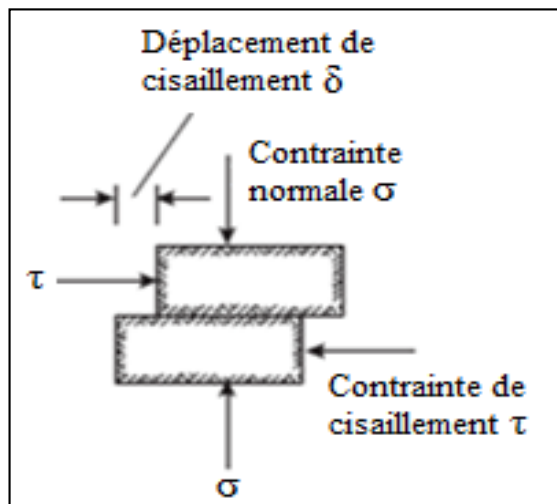


Figure I.5 : Résistance de cisaillement. [4]

e) L'Amplitude au gonflement (essai œnométrique), (XP P 94-090-1) :

On peut le déterminer en mesurant les dilatations d'une éprouvette laissée dans une atmosphère confinée, sèche ou humide. [1]

I.2.2. Les discontinuités

Tout massif rocheux possède des vides qui correspondent à des zones de faiblesses, le long desquelles les propriétés mécaniques de la roche sont fortement dégradées. Ces zones correspondent aux discontinuités. Mécaniquement, elles présentent des propriétés plus faibles que celles du matériau rocheux (faible résistance au cisaillement, résistance à la traction négligeable, grande déformabilité et conductivité hydraulique).

I.2.2.1. Les types des discontinuités

a) Joints de stratification : Les plans de stratification sont les surfaces qui déterminent les strates des roches sédimentaires ; elles sont caractérisées par une grande extension, et parfois par la présence de matériau argileux leur conférant une faible résistance au cisaillement. [5]



Figure I.6: Exemples de plans de stratification. [2]

b) fractures : terme général désignant toute cassure dans la roche.

c) Les diaclases: du grec « dia », représentent les discontinuités séparant deux compartiments sans mouvement relatif apparent. Leurs épontes (surfaces des compartiments), jointives ou non, sont en général planes, peu rugueuses, et d'extension décimétrique à décamétrique. [5]

Les diaclases s'organisent souvent en réseaux de 2 ou 3 familles directionnelles.



Figure I.7 : Exemple de diaclase. [2]

d) Fissure: discontinuité ne traversant pas complètement l'Object considérée.

e) **Failles** : les failles résultent d'un mouvement relatif entre les deux compartiments qu'elles séparent, en rapport avec le champ des contraintes de l'épisode tectonique correspondant (faille normale, inverse et de décrochement). Leur extension est très variables (métrique à plurikilométrique) et elles présentent fréquemment des matériaux de remplissage aux faibles caractéristiques mécaniques. [5]



Figure I.8: Exemple de faille. [2]

e) **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 une échelle plus grande).

f) **Schistosité** : les plans de schistosité matérialisent le débit des roches en feuillets parallèles sous l'action des contraintes tectoniques. Leur extension est plus ou moins grande, et les plans unitaires de faible extension peuvent former des surfaces de très grande extension par rupture localisée de ponts rocheux entre discontinuités très rapprochées, parallèles ou en escalier. [5]



Figure I.9: Exemple de schistosité. [2]

g) Foliation: différenciation pétrographique entre des lits formant ainsi des feuillets généralement soudés les uns aux autres, mais pouvant engendrer des fractures.

h) Les plis : les plis est le résultant de la flexion d'une strate rocheuse sous l'effet d'une force tectonique ou d'un mouvement. Les plis ne sont généralement pas considérés comme éléments du massif rocheux. Ils sont souvent associés à un haut degré de fracturation et à des roches relativement faibles et tendres. [5]



Figure I.10: Les plis. [2]

I.2.2.2. Les caractéristiques géométriques des discontinuités

a) Position dans l'espace: c'est la localisation de la discontinuité dans l'espace, par ses coordonnées dans un repère choisi.

b) Orientation : les discontinuités sont assimilées à des plans ou lignes, donc, pendage (inclinaison : l'angle qui fait une ligne de fissures avec le plan horizontal) et direction (c'est l'angle qui fait l'horizontale du plan de la discontinuité avec le nord magnétique) suffiront à préciser leur orientation, et peut être donnée de deux manières :

La première, qui repose sur la direction de l'horizontale du plan α [0-180°] l'angle de pendage β [0-90°] et la direction de plongement du vecteur pendage, est habituellement employer pour effectuer les mesures sur le terrain ;

La seconde, qui utilise l'azimut du vecteur pendage α_p [0-360°] et l'angle de pendage β [0-90°].

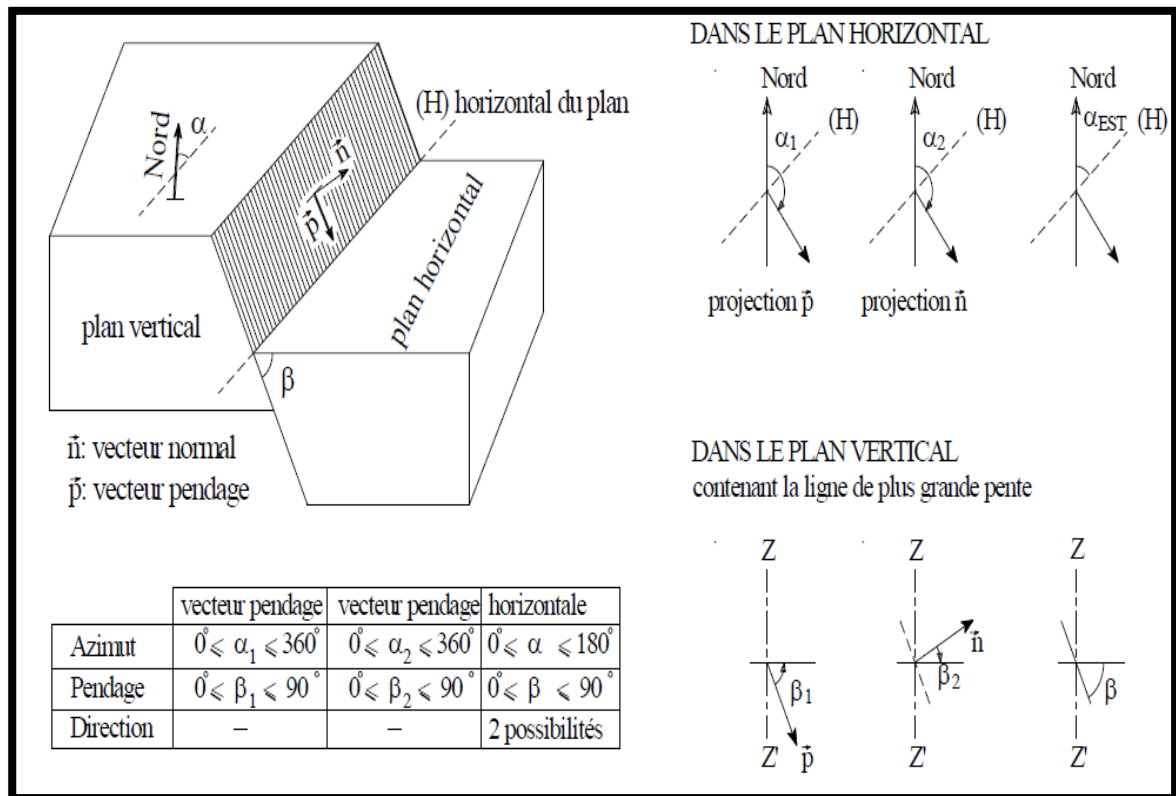


Figure I.11: Mesure de l'orientation du plan de discontinuité. [2]



Figure I.12: Une boussole géologique pour mesurer le pendage et la direction du plan. [1]

c) Extension (ou persistance des joints) : surface totale de la discontinuité que l'on peut approcher par la longueur de son intersection avec la surface d'observation (trace), à condition que celle-ci soit suffisamment étendue. Elle joue un rôle essentiel dans la connectivité des blocs.

La persistance des systèmes de joint contrôle les glissements de grande échelle, (rupture de pente en marches d'escalier, fondation de barrage et excavation de tunnel, des galeries...etc.). [6]

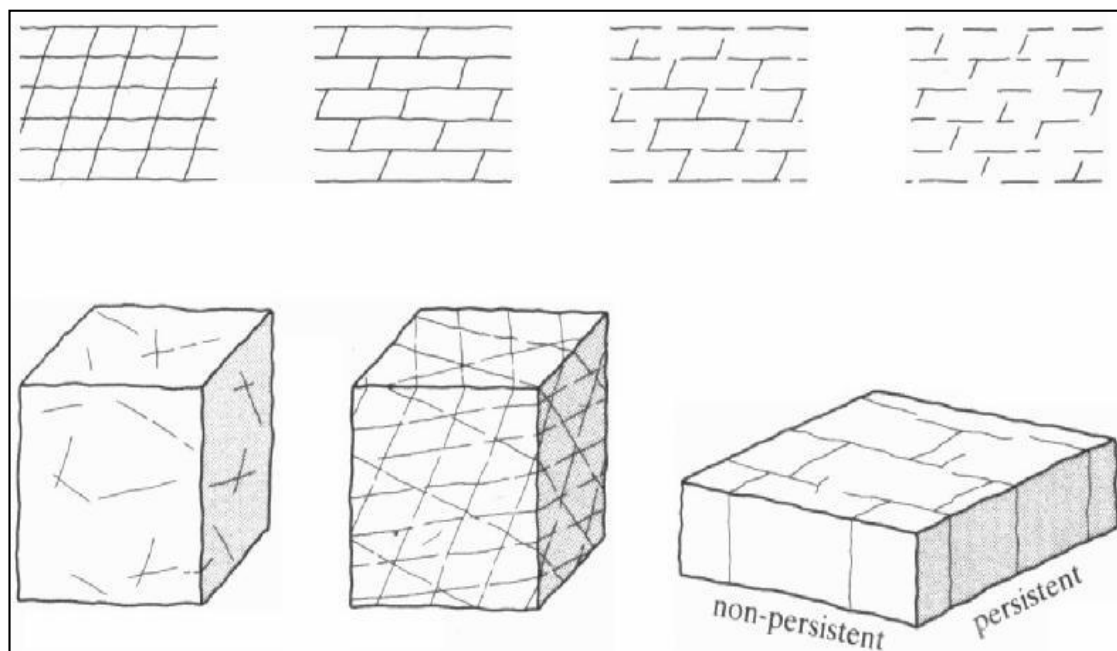


Figure I.13: Persistence de différents ensembles des fractures. [6]

Tableau I.5: Description des joints selon la persistance suggérée par l'ISRM. [6]

Description	Longueur de la trace (m)
Persistance très faible	< 1
Persistance faible	1 à 3
Persistance moyenne	3 à 10
Persistance élevée	10 à 20
Persistance très élevée	> 20

d) l'ouverture : ce paramètre affecte la perméabilité des discontinuités et leur comportement hydromécanique. Il est défini comme étant la distance entre les deux épontes (lèvres) d'une discontinuité. Le tableau (I.6) donne une classification des ouvertures des discontinuités dans les roches.

Tableau I.6: Classification des ouvertures des discontinuités. [6]

Ouverture (10^{-3}m)	Description
< 0,1	Très fermée
0,1- 0,25	Fermée
0,25 - 0,5	Partiellement ouverte
0,5 - 2,5	Ouverte
2,5 -10	Modérément large ouverture
> 10	Large ouverture

e) **l'espacement** : C'est la distance moyenne qui sépare deux intersections successives d'une ligne droite (d'échantillonnage), avec les traces des fractures d'un affleurement. La mesure de l'espacement des joints varie selon les différentes faces et directions de mesures. Par exemple, dans un massif rocheux fissuré verticalement, les mesures selon la direction verticale donneront un espacement bien plus important que selon la direction horizontale. [6]

L'espacement des joints contrôle la taille des blocs individuels. Un espacement étroit donne une faible cohésion du massif, cela contrôle le mode de rupture et l'écoulement.

Tableau I.7: Classification selon l'espacement des joints. [6]

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

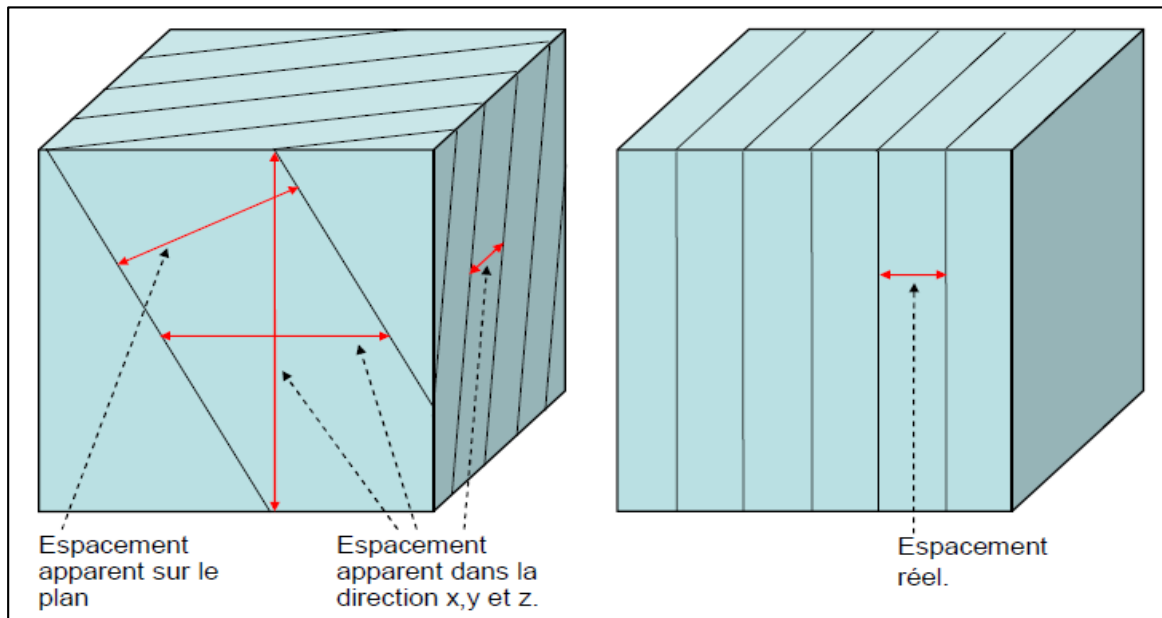


Figure I.14 : Exemple d'espacement des joints. [6]

f) fréquence des joints : la fréquence est définie comme le nombre de joint par mètre linéaire. C'est l'inverse de l'espacement des joints(S_j).

$$\lambda = 1/S_j \tag{I.7}$$

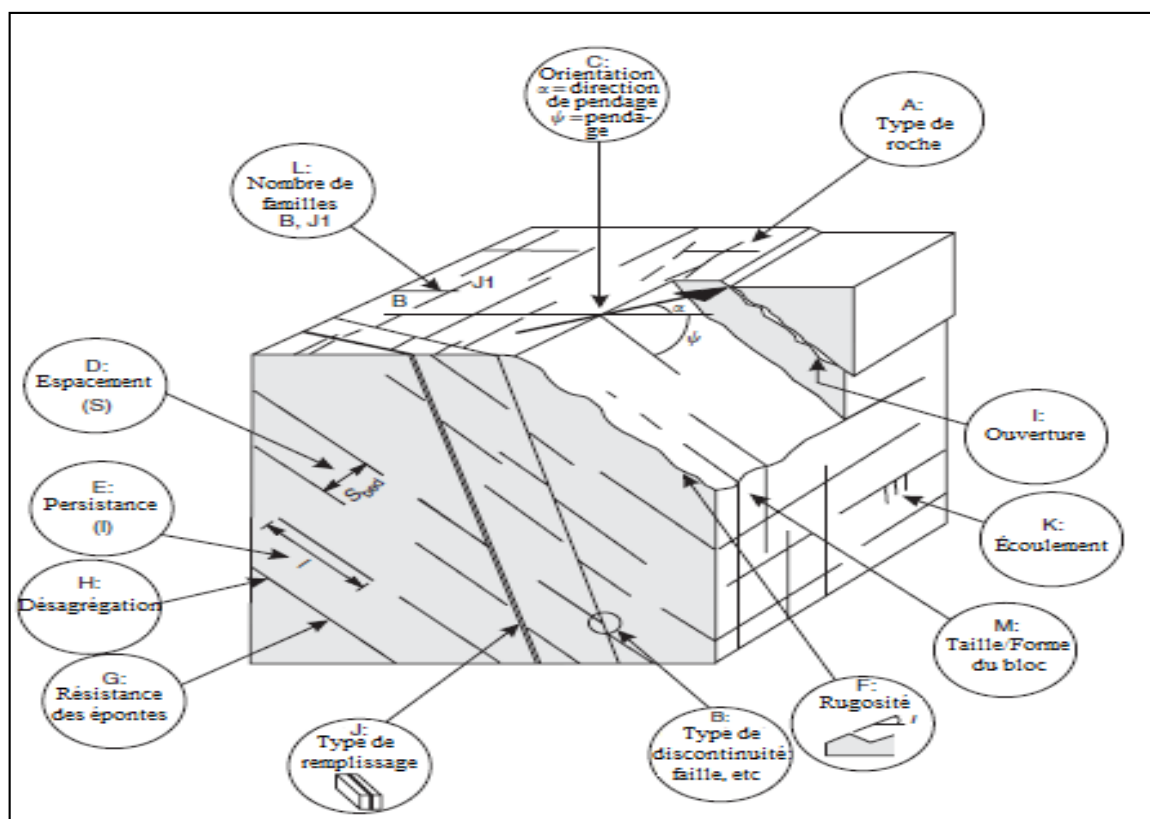


Figure I.15: Caractéristiques géométriques des discontinuités dans un massif rocheux. [7]

g) Remplissage : matériau remplissant totalement ou partiellement la discontinuité. Les propriétés de ce matériau affectent la résistance au cisaillement, déformabilité, ...etc.

h) Rugosité : propriété caractérisant les deux surfaces d'une discontinuité, celles-ci peuvent être lisses ou rugueuses. Facteur désignant la direction, la résistance au cisaillement et la stabilité des blocs.

i) Présence d'eau : écoulement et la circulation des eaux dans les fissures.

I.2.2.3. Les paramètres mécaniques

Les caractéristiques mécaniques sont généralement obtenues par des essais en laboratoire, les essais in situ étant beaucoup plus rares pour des raisons de mise en œuvre et de coût. Les essais de compression simple et de cisaillement sous contrainte normale (norme NF-P94-424) permettent de caractériser le comportement des discontinuités.

- **Action normale :** sous un effort de compression, une discontinuité a tendance à se refermer : on observe que sa raideur augmente avec la contrainte. Un déchargement laisse apparaître en général, un déplacement résiduel. [7]
- **Action tangentielle :** le cisaillement d'une discontinuité sous contrainte normale constante, tel que pratiqué dans une boîte de cisaillement permet de définir les caractéristiques de résistance de pic : cohésion et frottement. Un angle de frottement résiduel peut aussi être défini. [7]
- **La dilatace :** Le phénomène de dilatance, ou d'écartement des deux lèvres de la fissure, est caractérisé par l'angle de dilatace ψ . Ce phénomène, qui accompagne les déformations des discontinuités, joue un rôle très important dans le comportement du massif rocheux ; il est à l'origine des expansions importantes que l'on observe dans les milieux fracturés soumis à des fortes contraintes. [7]

I.2.2.4. Etude structurel des discontinuités (la projection stéréographique)

La représentation stéréographique permet de représenter sur un plan (le stéréogramme), certains objets situés dans l'espace tridimensionnel, tels que : droites, demi-droites, plans, cônes, demi-espaces, pyramides, dièdres...etc. Ces objets sont constitués par un ensemble de demi-droites, issues d'un même point S (sommet du cône, par exemple). [7]

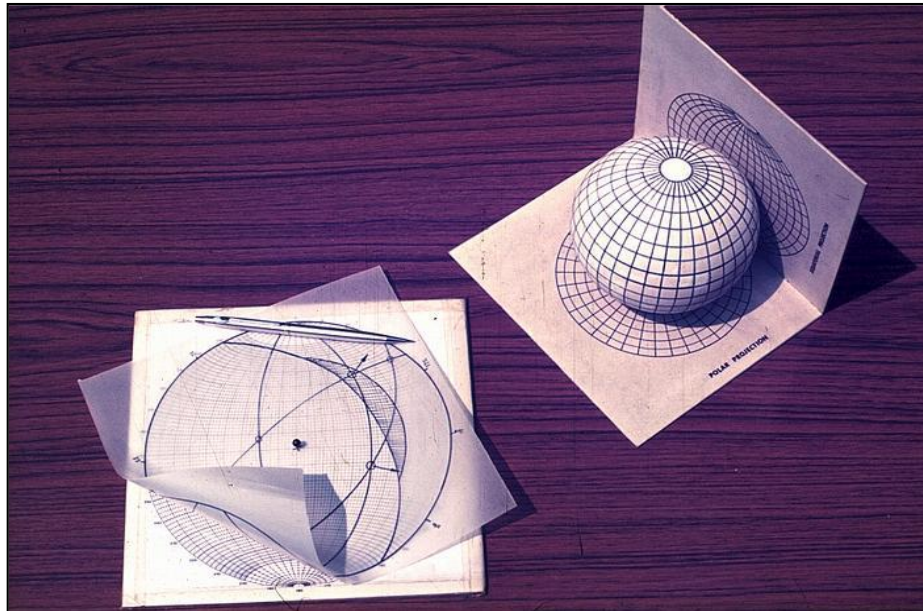


Figure I.16: Schéma de projection stéréographique et d'analyse des données d'orientation des discontinuités. [7]

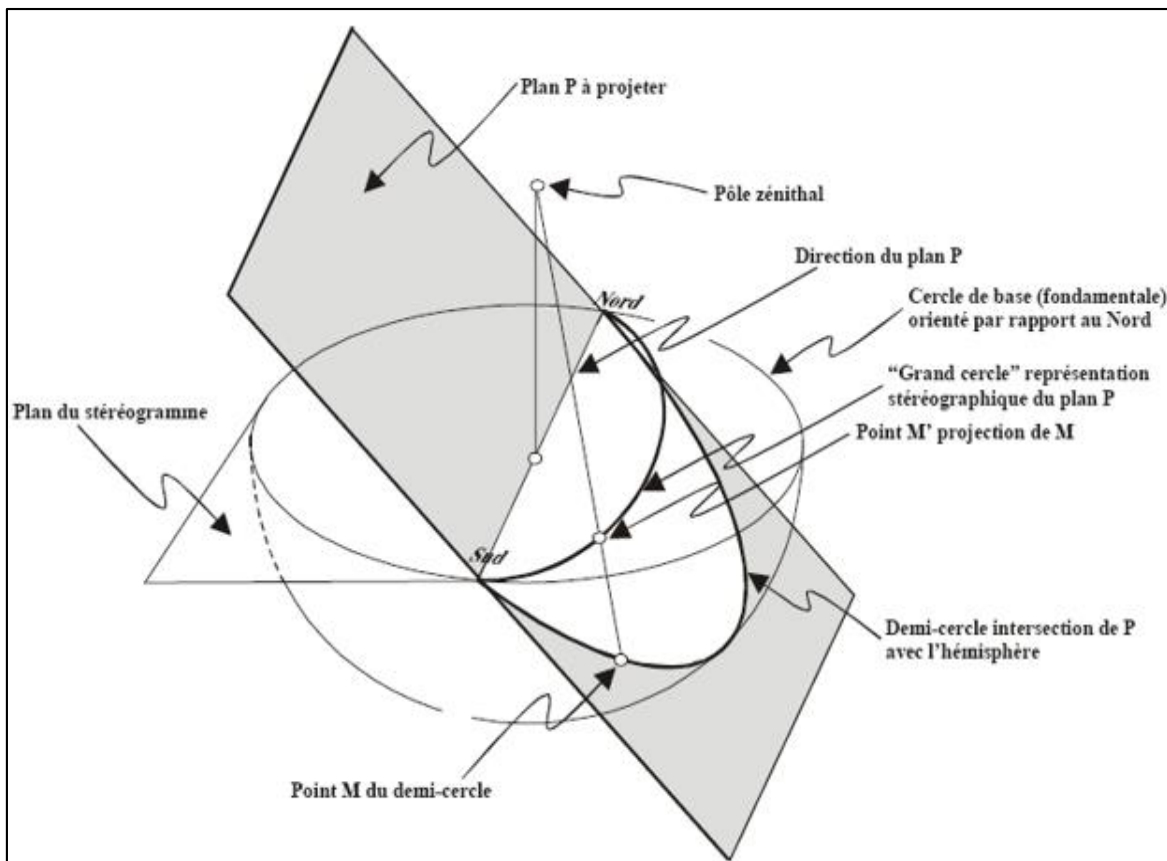


Figure I.17: Principe d'une projection stéréographique d'un plan. [7]

Les éléments structuraux tels que la droite et le plan, supposées passer par le centre O de la sphère, l'hémisphère supérieur respectivement suivant un point ou un arc de grand cercle, que l'on projette sur le plan horizontal de projection (le point M est donc la projection de la droite). Un plan est donc représenté par un cercle, mais on peut aussi tracer son pôle qui est la projection de la direction de droite normale au plan (représentation polaire). [7]

I.2.3. Les caractéristiques d'un massif rocheux

I.2.3.1. RQD (le Rock Quality Designation Index)

Le RQD a été développé par Deere et al (1967), définit à partir de l'analyse des discontinuités, il a été considéré dès son origine comme un indice de qualité du massif rocheux déterminé à partir du comptage des discontinuités sur les carottes provenant des sondages.

- Dans le cas où les orientations des diverse discontinuités sont réparties de manière à peu près homogène dans toutes les directions de l'espace, on peut considérer que le RQD est indépendant de la direction du forage et peut être effectivement considéré comme un indice global de qualité du massif rocheux,
- dans le cas où la distribution des discontinuités est fortement polarisée (roches finement stratifiées, schistes, ardoise, etc.). la valeur du RQD sera très différente selon la direction du forage.

$$\text{RQD} = \frac{\sum \text{Longueur des morceaux} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur totale du forage}} \times 100$$

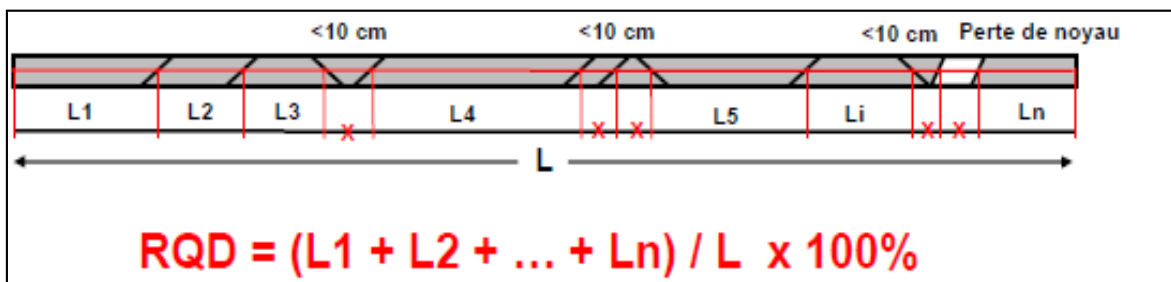


Figure I.18: Schéma explicatif - méthode du calcul de RQD.

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

$$\text{RQD} = 115 - 3,3 \cdot J_v \quad (\text{I.8})$$

Où:

J_v : est la densité volumique des joints, c'est-à-dire la somme du nombre des joints par m^3 pour toutes les familles des discontinuités présentes (ISRM, 1978). ce paramètre permet de déterminer les dimensions des blocs dans un système rocheux fracturé.

Tableau I.8: Classification de la roche suivant RQD (Deere, 1968). [8]

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

I.2.3.2. Degré d'altération

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

Tableau I.9: Description et classes d'état d'altération météorique des massifs rocheux. [9]

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

I.2.3.3. Indice de continuité du massif rocheux IC_M :

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

$$IC_M = V_{PM} / V_p \quad (I.9)$$

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

Tableau I.10 : Classes de continuité du massif rocheux à l'échelle de mesure L. [9]

Classes	Valeur de IC_M	Termes descriptifs de la continuité de massif
$IC_M 1$	> 90%	Continuité du massif très forte
$IC_M 2$	90% à 75%	Continuité du massif forte
$IC_M 3$	75% à 50%	Continuité du massif moyenne
$IC_M 4$	50% à 25%	Continuité du massif faible
$IC_M 5$	< 25%	Continuité du massif très faible

I.2.4. Assemblage des blocs

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

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

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

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

- massifs à blocs polyédrique;
- massifs équidimensionnelles;
- massifs prismatiques ou en colonnes;
- massifs à bancs minces;

- massifs Rhomboédrique ;
- massifs tabulaire.

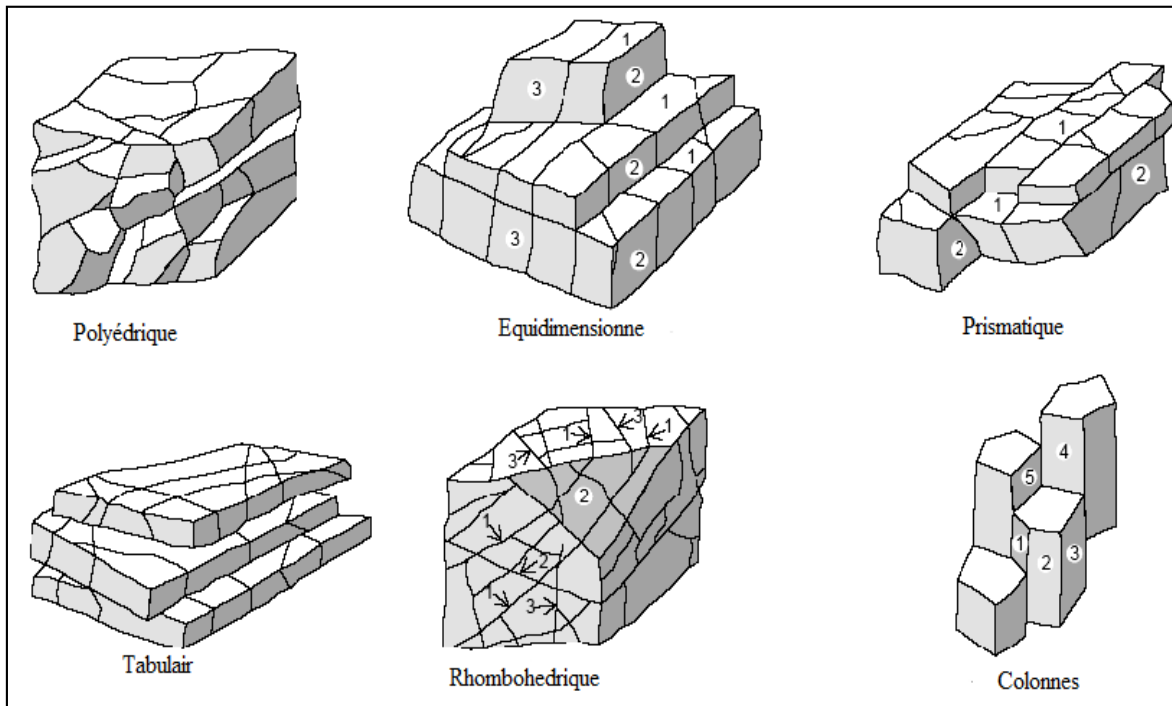


Figure I.19: Différentes structures géométriques des massifs rocheux fracturés. [10]

I.3. Les méthodes de classification des massifs rocheux

Les classifications des roches prennent en considération plusieurs facteurs affectant la stabilité des massifs rocheux. Ces facteurs sont reliés notamment à la résistance de la matrice rocheuse, la présence d'eau et la description des discontinuités (nombre de familles, espacement, rugosité, altération des épontes, matériau de remplissage...) nous nous intéressons, dans ce qui suit, aux systèmes de classification quantitatives, nommés également classification géomécanique. [10]

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

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

Les systèmes de classifications les plus utilisés sont :

- le Rock Mass Rating (RMR)
- Q de Barton
- le Geological Strength Index GSI, (Hoek et Brown,[1995])

I.3.1. Le Rock Mass Rating (RMR)

Cette classification a été développée par BIENIAWSKI [1973] au South African Council of Scientific and Industrial Research (SACSIR). Elle est basée sur l'étude de quelques centaines des tunnels creusés principalement dans des roches sédimentaires à profondeur modérée. L'utilisation de cette classification nécessite de diviser au préalable le site en régions homogènes d'un point de vue de structure géologique. Chaque région est classifiée séparément. [10]

Le RMR résulte de la somme de cinq notes de caractérisation (de A1 à A5) et d'une note d'ajustement.

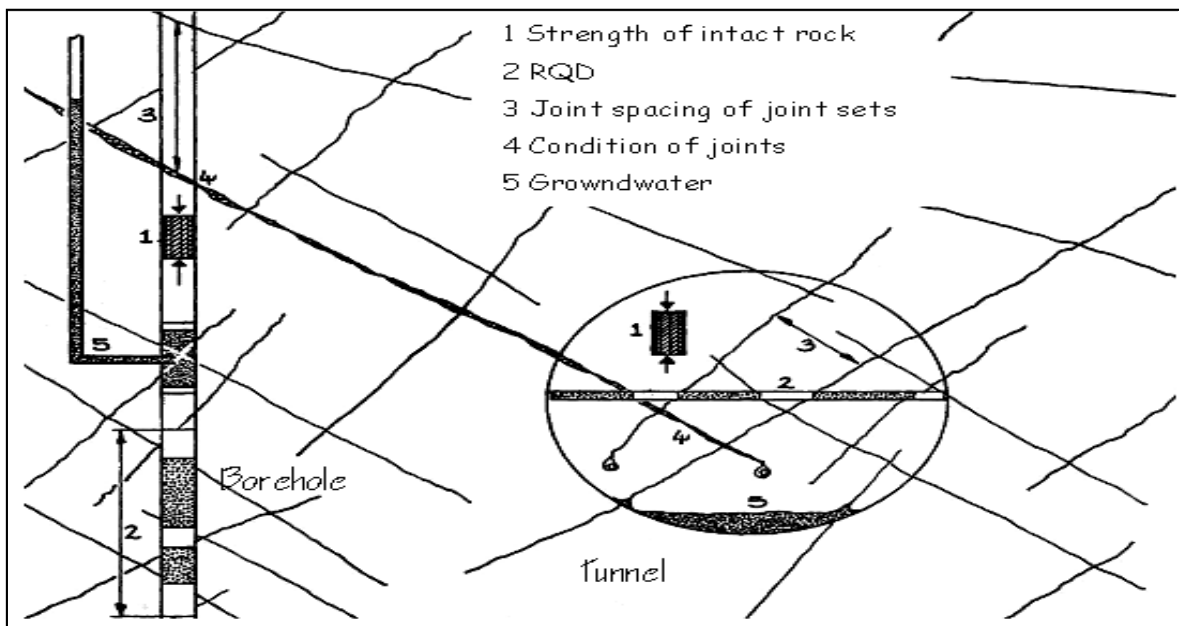


Figure I.20: Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR (Bieniawski [1973]). [10]

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

Chaque paramètre sera noté au (tableau I.11). Afin d'obtenir une note globale, caractérisant la qualité du rocher, qui est appelée « RMR de base ».

$$\text{RMR} = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \quad (\text{I.10})$$

Quant aux travaux souterrains, il faut ajouter l'effet du facteur correctif « B » (BIENIAWSKI [1989]). Le *RMR89* s'écrit alors :

$$\mathbf{RMR}_{89} = \mathbf{A}_1 + \mathbf{A}_2 + \mathbf{A}_3 + \mathbf{A}_4 + \mathbf{A}_5 + \mathbf{B} \quad (\mathbf{I.11})$$

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

Fondamentalement, le RMR est donc une note donnée au massif rocheux entre 0 et 100, qui utilise à plus de 70% la fracturation et n'accorde que 15% aux d'influence aux propriétés de la matrice et 15% aux conditions hydrogéologique. De plus cette notation ne tient pas compte de l'état de contrainte régnant dans le massif rocheux. [12]

La notation aboutit à cinq classes de terrain, qui peuvent être associées à 5 classes de soutènement adopté, ce qui est aujourd'hui insuffisant par rapport à la variété et aux progrès réalisés en matière d'excavation et de soutènement. (Voir l'annexe A).

Tableau I.11 : Paramètre de classification des roches et notes de pondération
Z.BIENIAWSKI. [12]

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

note		30	25	20	10	0	
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucun venu d'eau	<10	10-25 l/min	20-125 l/min	>125 l/min
		Pression d'eau contrainte principale	0	<0.1	0.1 - 0.2	0.2-0.5	>0.5
		Hydrogéologie	Complètement sec	humide	Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problème sérieux de venues d'eau
Note		15	10	7	4	0	

Tableau I.12: Note d'ajustement pour l'orientation des joints (BIENIAWSKI 1989). [12]

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

Après l'addition des notes obtenues, on caractérise la qualité de la roche appelée Rock Mass Rating (RMR). On utilise le (tableau I.13) pour connaître :

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

Tableau I. 13: Priorités globales attribuées au massif rocheux en fonction des classes (BIENIAWSKI 1989). [12]

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

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

Tableau I.14: Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI. [12]

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrages (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piedroits	Complément de soutènement	Type	Espacement
1	Généralement pas nécessaire						
2	1,5-2,0m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50m m	Néant	Néant	Non rentable	
3	1,0-1,5m	Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voûte	100m m	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1,5-2,0 m
4	0,5-1,0m	Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en piedroits	150m m	100m m	Treillis soudé et boulons de 2 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0,7-1,5 m
5	Non recommandé		200m m	150m m	Treillis soudé et boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds	0,7 m

I.3.2. L'indice Q de Barton :

L'indice Q est le paramètre central d'une méthode développée par le NGI (Norwegian Geotechnical Institute) en 1974, à partir des données issues de la réalisation de plus de 200 tunnels, majoritairement situés dans le cristallin du bouclier scandinave à contraintes horizontales élevées (Barton et al, 1974). Cette méthode a été réactualisée en 1993 par la prise en compte de plus de 1000 cas de tunnels (Grimstad et Barton, 1993). [13]

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

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

L'indice Q est une note globale variant de 0.001 à 1000 (intervalle théorique réduit entre 0.005 et 50 dans la plupart des cas pratiques) calculé à partir des six paramètres suivants (annexe B) :

RQD : Rock Quality designation index (Deere, 1964) ;

J_n : Note basée sur le nombre de familles de discontinuités ;

J_r : Note basée sur la rugosité des discontinuités est plus défavorable ;

J_a : Note basée sur le degré d'altération des discontinuités ou leur remplissage (discontinuités les plus altérées) ;

J_w : Facteur prenant en compte les arrivées d'eau potentielles (débit et pression) ;

SRF : Coefficient d'ajustement en fonction des discontinuités ;

L'indice Q de Barton s'exprime par :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (I.12)$$

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

- La taille potentielle des blocs rocheux ;
- La qualité mécanique des contacts entre blocs ;
- L'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes ;

Tableau I.15: Comparaison des utilisations du RMR et du Q-system dans le domaine des travaux souterrains. [10]

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

I.3.3. Le Geological Strength Index GSI (Hoek et Brown, 1995)

Introduit par Hoek et al. (1995) puis amélioré par Hoek et Brown (1997), le Geological Strength Index ne présente pas une classification géométrique en soi. Cependant, il constitue un lien entre le RMR (Q-système) et la détermination des paramètres de déformabilité et de résistance des rocheux. [14]

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

$$\mathbf{RMR}' = \mathbf{A}_1 + \mathbf{A}_2 + \mathbf{A}_3 + \mathbf{A}_4 + \mathbf{15} \quad \mathbf{(I.13)}$$

De même, Q' se calcule en ne tenant pas compte de l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contrainte (J_w / SRT).

$$\mathbf{Q}' = \frac{\mathbf{RQD}}{\mathbf{J}_n} \times \frac{\mathbf{J}_r}{\mathbf{J}_a} \quad \mathbf{(I.14)}$$

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

$$\mathbf{GSI} = \mathbf{RMR}' - \mathbf{5} \quad \mathbf{si} \quad \mathbf{RMR}' > \mathbf{23} \quad \mathbf{(I.15)}$$

$$\mathbf{GSI} = \mathbf{9}(\log \mathbf{Q}' + \mathbf{44}) \quad \mathbf{si} \quad \mathbf{RMR}' \leq \mathbf{23} \quad \mathbf{(I.16)}$$

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

I.4. Corrélation entre les différentes méthodes de classification

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

$$\mathbf{RMR} = \mathbf{9} \log \mathbf{Q} + \mathbf{44} \quad \mathbf{(I.17)}$$

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

$$\mathbf{GSI} = \mathbf{RMR}_{76} \quad \mathbf{(I.18)}$$

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

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

$$\mathbf{GSI} = \mathbf{RMR}_{89} - \mathbf{5} \quad \mathbf{(I.19)}$$

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

Conclusion :

Le massif rocheux est un milieu hétérogène discontinu, formé par des blocs rocheux et des discontinuités. L'existence des discontinuités influe négativement sur la stabilité des massifs, en provoquant des glissements d'un ou plusieurs entités rocheuses suivant un ou plusieurs plans de fracturation.

La reconnaissance d'un massif rocheux, exige la détermination des propriétés (physiques, mécaniques, géométriques) de la roche qui le constitue, mais aussi des discontinuités. Ceci s'avère possible, uniquement par le biais d'un nombre d'essais effectués sur site et en laboratoire. Il existe de nombreuses méthodes de classifications se basant sur différents paramètres. Le choix du système de classification à adopter doit tenir compte des particularités du cas d'étude.

Introduction

Les projets de tunnel peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation, le site d'implantation,...etc. la connaissance du mode et technique de creusement, ainsi que des différents modes de soutènement et revêtement, sont nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrages souterrains. [15]

II.1. Définition et domaine d'emploi

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

Plusieurs domaines d'emploi des tunnels peuvent être cités par leurs utilités, selon l'obstacle et le but envisagé à savoir; [20]

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

II.2. Formes des tunnels

Selon le but assigné au tunnel, la nature du terrain encaissant il existe :

- la forme circulaire ;
- la forme fer à cheval ;
- La forme elliptique.

II.3. Creusement des tunnels

Il existe plusieurs méthodes de creusement ou d'excavation adaptables selon la nature du sol (meuble ou rocheux), la géométrie du tunnel, la zone d'implantation ainsi que le niveau de la nappe phréatique. [17]

II.3.1. Attaque à explosifs

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 élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la méthode conventionnelle d'excavation.

La poudre noire (salpêtre + charbon + soufre) fut longtemps utilisée, avant qu'ils n'apparaissent des produits plus performants, tels la dynamite ou les émulsions, mais plus dangereux. En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 4000 m/s) dont l'effet sur la roche est double :

- L'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain ;
- L'énergie de gaz, engendrée par le dégagement d'un important volume de gaz à haute température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le "surplus" de cette énergie expulse les blocs disloqués. [17]

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

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

Le plan de tir est le plan d'implantation des forages où sont introduits les explosifs. y figurent également les différents retards des détonateurs. Il faut répartir les charges explosives et leurs retards de façon optimale pour obtenir le résultat escompté : le moins possible de hors-profils (sur-excavation) ou de en-profils (sous-excavation) et le minimum de vibrations.

Dès qu'une charge est mise à feu, elle va entraîner la roche brisée vers la surface libre la plus proche. Classiquement on retrouve :

- au centre, le bouchon. C'est lui qui sera abattu en premier. On l'obtient en réalisant des forages sur un maillage plus rapproché, et en laissant certains trous vierges d'explosif pour le dégagement des roches ;

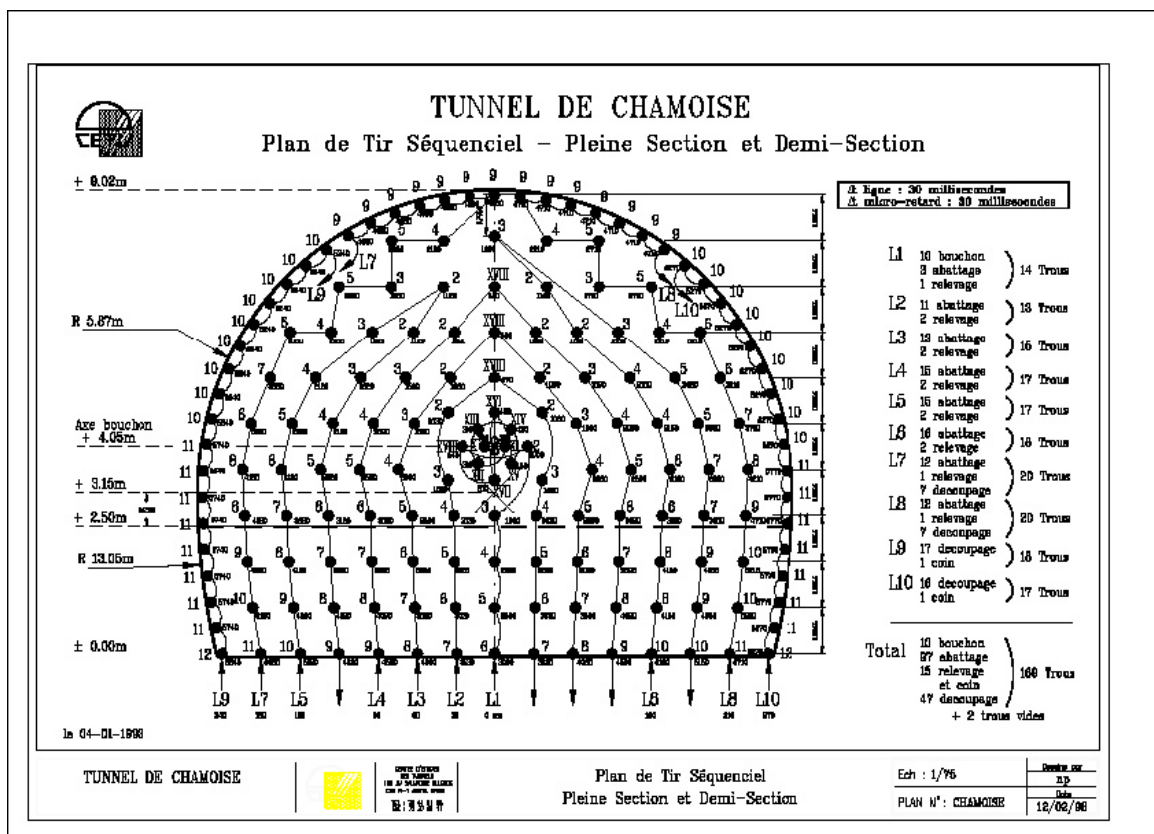


Figure II.1: plan de tir du front de taille d'un tunnel. [17]

- tout autour du bouchon, une seule ligne de tirs en spirale ou plusieurs concentriques si le tir est séquentielle. Dans ce cas, chaque ligne est alimentée avec un décalage temporel. Ce retard est à combiner avec celui de chaque détonateur. Les roches sont successivement expulsées vers la cavité centrale qui s'élargit. Il s'agit de l'abattage ;
- près des bords de la section et du profil théorique, des trous plus rapprochés et moins chargés pour réaliser un post-découpage ou découpage soigné.

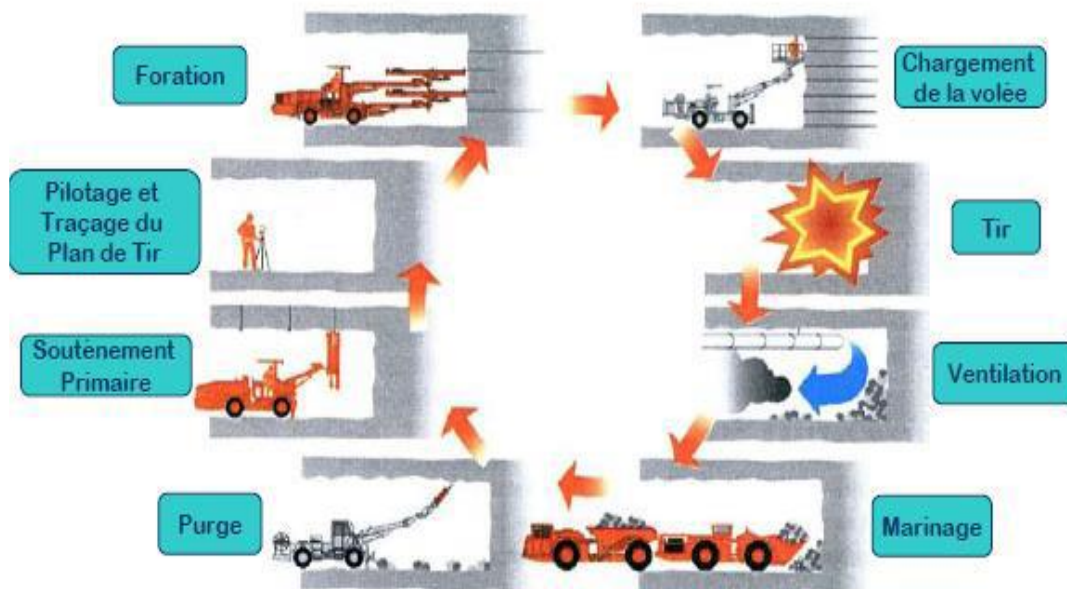


Figure II.2: Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif. [17]

➤ Nuisances dues aux explosifs :

Suivant l'environnement, la géologie, la topographie et la densité d'habitations autour du tunnel, les nuisances causées par les tirs sont plus ou moins importantes : projections de blocs, bruits, vibrations, ...etc. Les vibrations transmises au terrain peuvent engendrer des désordres sur les habitations voisines, à plusieurs centaines de mètres du front de taille. Leur mesure, définie dans le marché, est réalisée par des capteurs « appelés géophones » scellés sur les murs porteurs de bâtiments et les reliefs naturels. On en déduit la vitesse particulière et la fréquence des vibrations, dont les seuils sont fixés par le cahier des charges techniques de l'ouvrage à construire (vitesses de 3 à 8 mm/s pour les constructions, 10 à 20 mm/s pour les habitations, avec des fenêtres fréquentielles prédéfinies, etc...). Dans un terrain vierge et hétérogène, il est illusoire de vouloir prédire le niveau de vibration sans tirs d'essais. [17]

Dans certains cas, plus d'explosifs ne veut pas forcément dire plus de vibrations. On peut tout de même estimer celles-ci après calages grâce à la formule d'amortissement dite :

$$\text{"Loi Chapot"} : \quad V = k \left(\frac{D}{Q_i^n} \right)^{-\alpha} \quad (\text{II.1})$$

Où ;

V : est la vitesse maximale estimée (mm/s),

D : la distance au front (m),

n : coefficient souvent pris à 0.5

Q_i : la charge unitaire d'explosif (kg),

K et α : sont deux paramètres fonction du terrain et du type de tir.

II.3.2. Creusement mécanique

II.3.2.1. Excavation avec des machines à attaque ponctuelle

Dans les roches tendres ou molles (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi des machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur: un bras articulé vient "gratter" et abatte le terrain du front. Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pics de l'industrie minière, un Brise Roche Hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle rétro de chantier. Lorsque le terrain s'y prête ($50\text{MPa} < R_c < 80\text{MPa}$). Le rendement de cette méthode est bien meilleur que l'explosif et ayant l'avantage d'adapter des sections de n'importe quelle forme et avec un découpage conçu. [18]

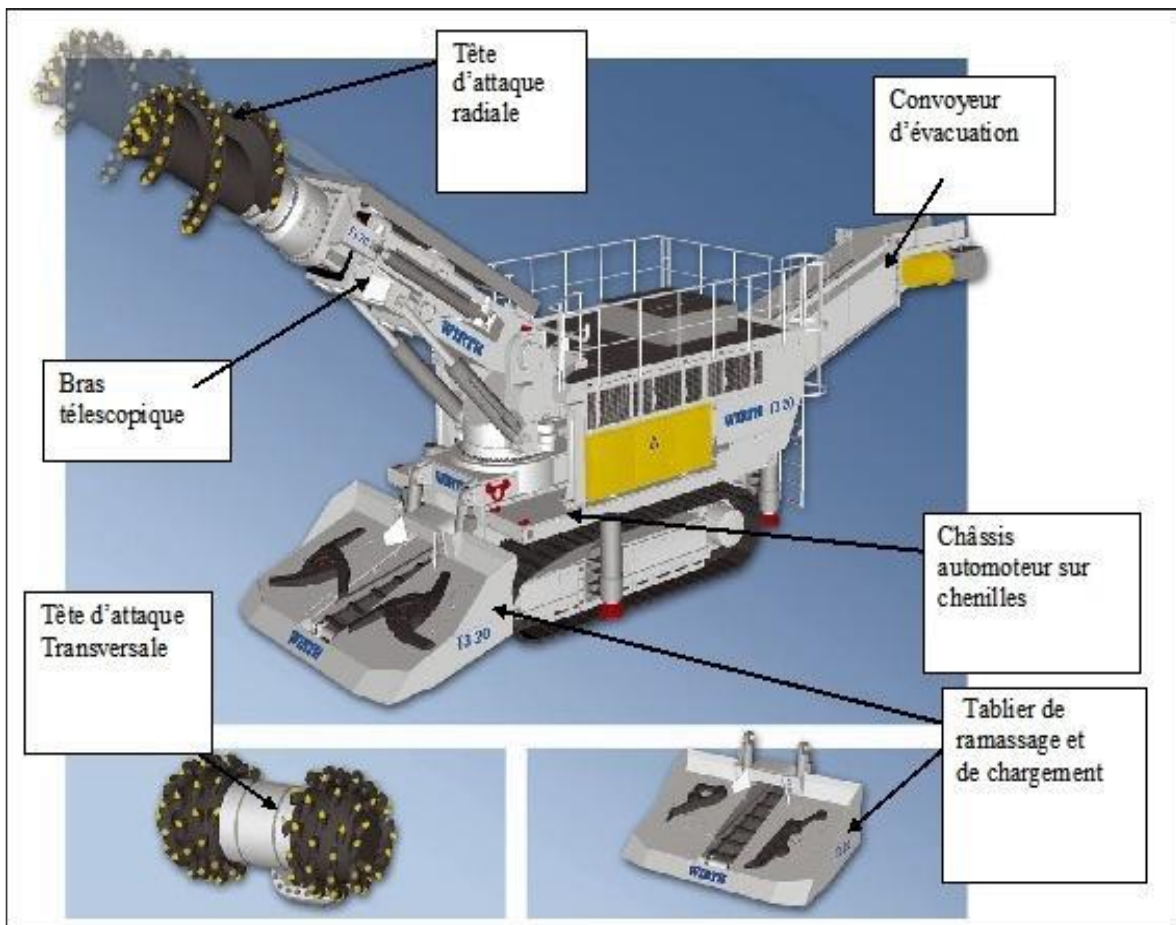


Figure II.3: Machines à attaque ponctuelle (Extrait de la brochure de Wirth). [15]

II.3.2.2. Excavation avec des machines à attaque globale

Apparus à la fin du XIX^{ème} siècle, les tunneliers ou TBM (Tunnel Boering Machines) regroupent sous le même terme l'ensemble des machines permettant une excavation mécanique à pleine section. La puissance, l'avancement journalier, l'aisance et la précision du pilotage, ainsi que l'adaptation à tous les types de terrains rencontrés sont autant d'avantages qui font l'objet d'améliorations continues depuis les premiers modèles archaïques. Chaque machine est un prototype, conçu pour un tunnel précis, mais qui peut être réutilisé sur un autre chantier. Son coût de fabrication et de fonctionnement élevé le rend compétitif pour les gros projets ou les longues galeries dans des horizons géologiques assez homogènes.



Figure II.4: Tunnelier à bouclier. [15]

II.4. Procédés de creusement

II.4.1. Creusement en pleine section

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue, lorsque leur section n'est pas trop importante pour être couverte par une machine à attaque ponctuelle. Cette méthode facilite l'organisation du chantier et elle est la plus rapide. [18]



Figure II.5: Exemple de Creusement en pleine section.

II.4.2. Creusement par demi-section supérieure

Elle consiste à excaver dans une première phase la demi-section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 mètres. Pour deuxième phase et après achèvement de la demi section supérieure on procède à l'excavation de la demi section inférieure qu'on peut assimiler et après comme méthode à celle des terrassements à ciel ouvert. Après chaque phase d'avancement une mise en place du soutènement est effectuée. [19]



Figure II.6: Creusement par demi-section supérieure (calotte & stross), [projet de kherrata].

II.4.3. Creusement en sections divisées

Cette méthode regroupe l'ensemble des méthodes de construction où le creusement d'un tunnel est effectué en plus de deux phases distinctes. Son application est longue et coûteuse

qui ne se justifie qu'en cas de nécessité oblige. Avec cette technique chaque phase des travaux comprend l'excavation des terrains en sections réduites. Par la même, la stabilité des sections creusées est plus facile à maîtriser avec la limitation de la décompression des sections sus-jacentes. Le creusement en sections divisées est applicable ainsi :

- soit aux grandes excavations souterraines dont la section est trop importante pour être excavée même par demi-section supérieure par les engins habituels de terrassement.
- soit aux tunnels dans de mauvais terrains, lorsque les autres méthodes présentent des risques d'exécution ou conduisent à des tassements en surface inadmissibles.

La division de la section à excavée est en fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire qui peut rester stable par elle-même avant la mise en place du soutènement. [19]



Figure II.7: Exemple Creusement en sections divisées. [15]

II.5. Purge et marinage

L'opération de purge consiste à faire tomber de la voûte et du front les blocs et les écailles non stables.

Le marinage des déblais consiste à charger et évacuer les déblais « purgés ». Il est toujours précédé de la purge de la voûte et du front. Parfois la mise en œuvre d'une première couche du béton projeté précède également le marinage. [18]



Figure II.8: l'étape de purge et marinage (projet de kherrata).

II.6. Pré-soutènement

Le pré-soutènement consiste à créer une structure jouant un rôle de soutènement (limiter le déconfinement), en avant du front de taille, à la périphérie de la section qui sera excavée. Outre ce rôle de soutènement, le pré-soutènement peut contribuer à la préservation de terrain en avant du front de taille, qui est fortement décomprimé (déconfiné) par le creusement. Il est souvent utilisé en accompagnement d'une action de renforcement direct du front lui-même. [20]

On peut classer les pré-soutènements en trois types :

II.6.1. Voûte-parapluie

Ce type de pré-soutènement peut se rencontrer sous 3 formes particulières.

- **L'enfilage en calotte :** Il consiste à mettre en place des barres ou des plaques d'acier longitudinales, à la périphérie du front de taille, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence. [20]

L'objectif de l'enfilage est d'assurer la sécurité immédiate de l'excavation avant la pose du soutènement.

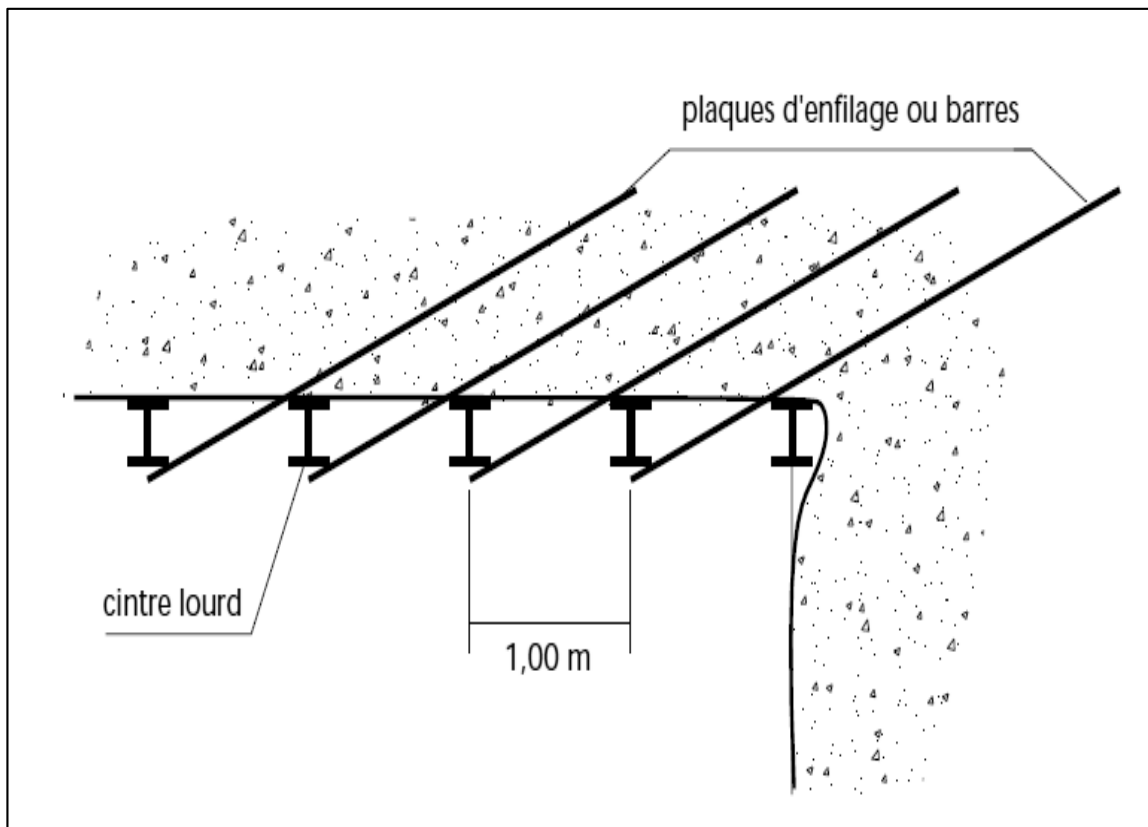


Figure II.9: L'enfilage en calotte par plaques d'acier ou barres. [20]

- **La voûtes-parapluie emboîté :** C'est une extension du procédé précédent : L'objectif, plus large, est de créer une véritable structure de soutènement, constituée de tubes métalliques (ou plus généralement de pieux) disposés en couronne subhorizontale suivant les contours de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement. Le soutènement en arrière du front est complété par mise en œuvre de béton projeté entre les cintres, associé éventuellement à un boulonnage radial. Les voûtes parapluies de ce type sont généralement utilisées pour le creusement de la demi-section supérieure, le creusement du stross se faisant après confortement éventuel des piédroits, par exemple par colonnes de "jet-grouting" ou de micropieux. [20]

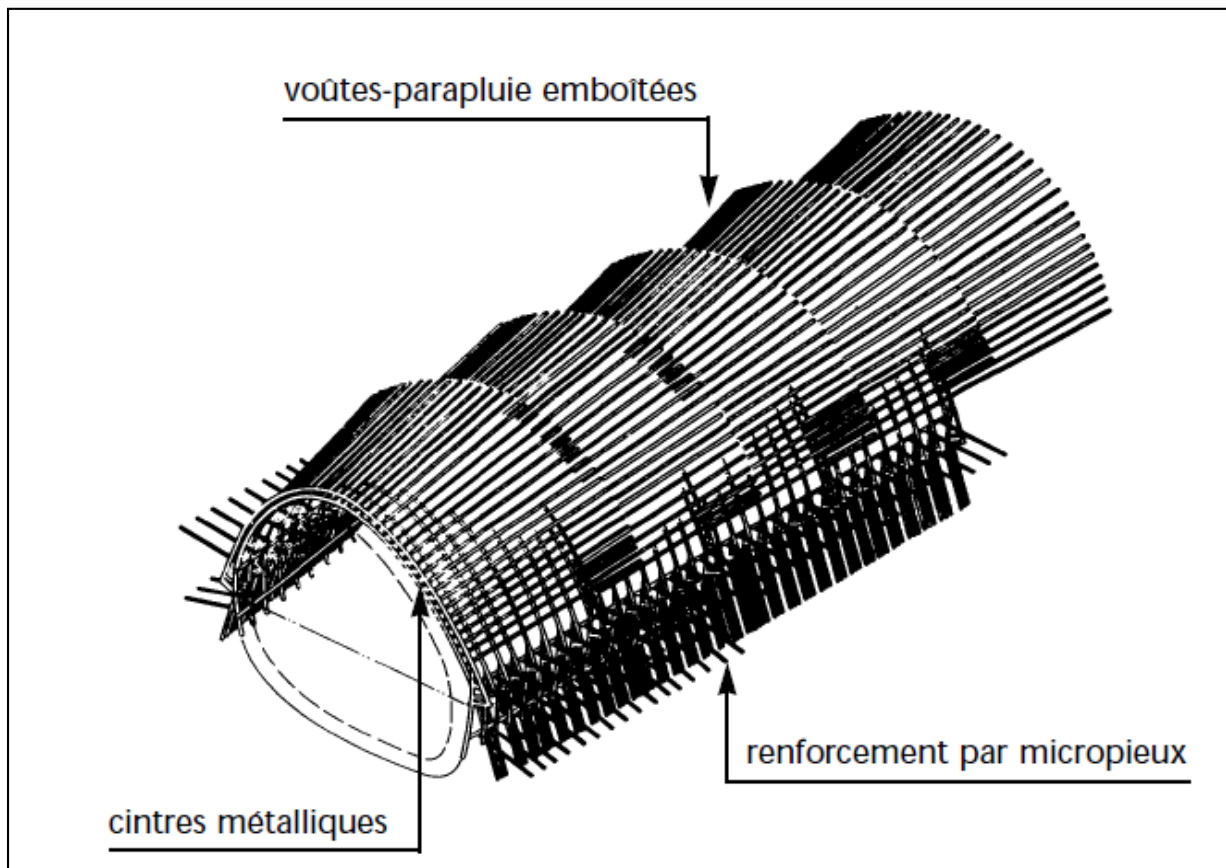


Figure II.10 : voûtes-parapluie emboîtées (d'après Sté TREVI). [20]

- **Structures plus rigides (arc cellulaire) :** Il s'agit des structures beaucoup plus rigides pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres de longueur, constituées de tubes métalliques de forte inertie. Si nécessaire, ces structures peuvent être renforcées : tubes remplis de béton, jointifs, connectés. [20]
- Les voûtes-parapluie conviennent bien aux terrains hétérogènes: moraines, alluvions grossières, éboulis ou roches fortement fracturées.
 - L'utilisation de "jet-grouting" permet d'étendre le procédé à des terrains plus fins sans cohésion : sable, limons.
 - Le procédé peut nécessiter des opérations complémentaires importantes si l'on veut en plus limiter les déformations du massif : injections de serrage, blocage des tubes sur les cintres, confortement de l'appui des cintres.

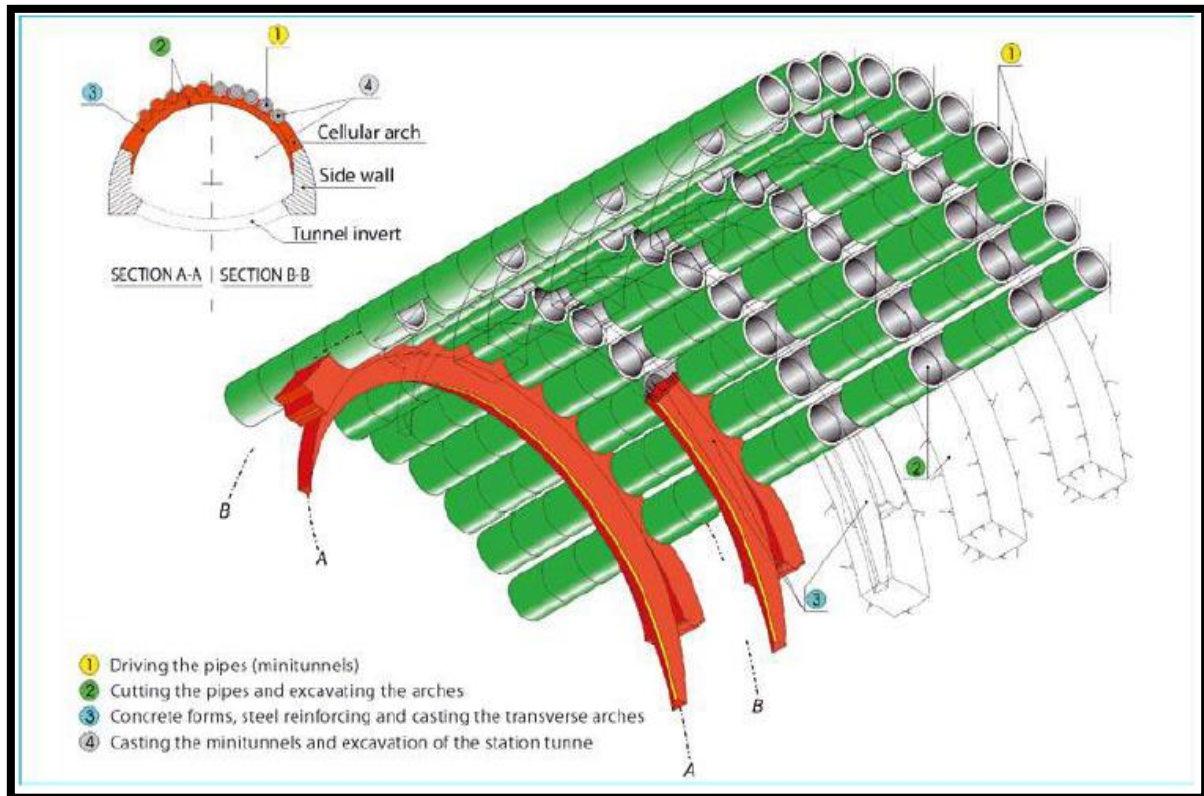


Figure II.11: Arc cellulaire (Lunardi 2008). [15]

II.6.2. Pré-voûte

Il s'agit d'une structure de pré-soutènement conçue pour travailler sans difficulté en voûte transversalement à la progression du tunnel. La pré-voûte peut être réalisée par différents procédés, généralement :

- La mise en place de béton à l'intérieur d'une saignée réalisée par pré-découpage mécanique
- La création d'une coque à l'aide de colonnes de jet-grouting juxtaposées, par la même méthode que celle mise en œuvre pour les voûtes-parapluie.

Lorsque le terrain s'y prête, l'utilisation du jet-grouting permet d'obtenir des pré-voûtes de plus grande longueur sous réserve d'une très bonne qualité d'exécution si l'on veut que les colonnes soient réellement jointives et aptes à transmettre des efforts transversalement. [21]

- Le pré-découpage mécanique est bien adapté dans les roches tendres et les sols cohérents homogènes : marnes, calcaires tendres, molasses, argiles...etc.
- Il faut avoir la possibilité de réaliser la saignée dans de bonnes conditions: cette méthode n'est pas bien adaptée pour les terrains à faible cohésion, ou en cas de venues d'eau, de présence de blocs, de terrain trop dur.
- Nécessite l'emploi d'une machine lourde et peu mobile, qui doit pouvoir être adaptée à la section à réaliser.
- Lorsque l'appui des pré-voûtes est susceptible de présenter un défaut de portance compte tenu des charges transmises au terrain, la mise en œuvre d'un radier au plus près du front de taille est nécessaire.

II.6.3. anneau renforcé

Il s'agit de créer un anneau épais de terrain renforcé autour du tunnel et en avant de celui-ci, généralement par un boulonnage assez dense associé à des injections.

L'anneau de terrain peut également être réalisé par boulonnage radial à partir d'une galerie pilote précédant l'excavation principale.

Il s'agit d'un procédé qui se situe à mi-chemin entre la création d'une structure de soutènement et une amélioration des caractéristiques du terrain par un traitement en masse. [21]

- L'utilisation de "jet-grouting" permet d'étendre le procédé à des terrains plus fins sans cohésion : sable, limons.
- Ce procédé semble le plus universel d'emploi; il offre également une grande souplesse: adaptation du type, du nombre et de la longueur des boulons, choix entre injections et "jet-grouting".
- La principale limitation tient sans doute à la cadence d'exécution, si l'on est conduit à effectuer un véritable traitement du terrain au fur et à mesure de l'avancement.

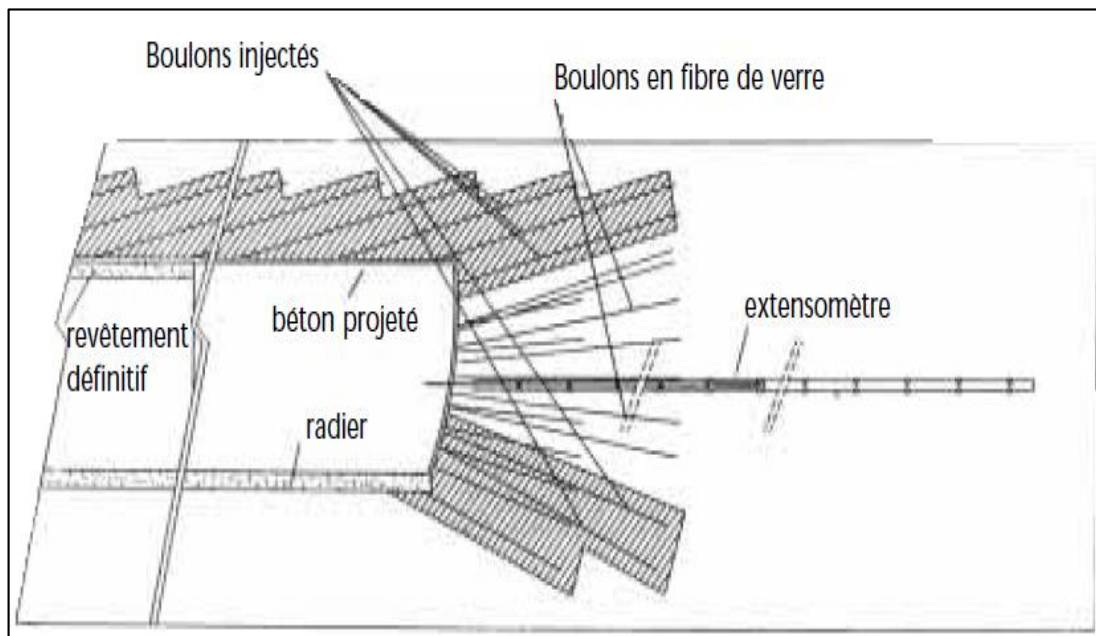


Figure II.12: Anneau renforcé (d'après P. LUNARDI). [21]

II.7. Objectif de soutènement du front de taille

Les principales dispositions susceptibles d'être adoptées pour soutenir le front de taille d'un tunnel sont les suivantes : [21]

- Maintien d'un merlon stabilisateur non excavé faisant office de contrefort.
- Inclinaison du front.
- Drainage au front de taille (s'il y a l'eau).
- Renforcement du front, comprenant à la fois :
 - L'obtention d'un front de surface bien régulière, plutôt concave.

- La mise en œuvre d'une peau en béton projeté éventuellement armé de fibres.
- La mise en œuvre d'inclusions pouvant être constituées de boulons destructibles en fibre de verre ou de colonnes de "jet-grouting" horizontales :

Ce type de renforcement peut être associé à chacun des procédés de pré-soutènement décrits précédemment.

II.7.1. Domaine d'application

Les procédés de pré-soutènement et de soutènement du front de taille sont généralement utilisés :

- Dans des terrains de faible résistance (rocher très fracturé, roches tendres et sols cohérents, terrain avec blocs, manquant de cohésion, terrains bouleversés) ;
- Dans des terrains de trop forte déformabilité (pour limiter les tassements) ;
- Pour traiter des points singuliers (démarrage du creusement, passage de zones broyées ou de failles, reprise d'éboulements) ;
- Parfois dans un souci d'industrialisation des travaux et d'élimination des aléas ;

Ces méthodes permettent de maîtriser le risque d'instabilité globale du front, mais n'écartent pas totalement le risque d'instabilité locale, notamment en cas de terrain hétérogène ou présentant des systèmes de fracturation défavorables. Ce risque peut être aggravé par la présence d'eau venant du terrain ou introduite lors de la forassions des boulons. [21]

II.8. Soutènement

Plusieurs types de soutènement peuvent être envisagés pour des tunnels présentant des conditions similaires (en dimension, situation géologique et hydrogéologique). Le choix doit alors prendre en compte les conditions économiques, y compris l'influence des aléas d'exécution et les sujétions résultant de l'organisation et de sécurité du chantier. [16]

II.8.1. Mode d'action des soutènements

De point de vue de leur mode d'action, les soutènements peuvent être classés en deux catégories principales :

- Soutènement agissant par supportage, comme les cintres métalliques, les voussoirs, les Tubes perforés (voûte parapluie), les boucliers.
- Soutènement agissant par confinement, comme le béton projeté et les boulons. Le béton projeté peut être employé seul, ou plus généralement en association avec des ancrages qui servent également des armatures au terrain encaissant, quelques fois en association avec des cintres. [21]

II.8.2. Types de soutènement

II.8.2.1. La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM)

La technique de soutènement (NATM) combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers des tunnels, tant son efficacité est grande. Il s'agit avant tout d'une méthode, celle du soutènement léger accompagnant les déformations du terrain. Mais détaillons d'abord chacun de ses deux constituants principaux qui sont des boulons et le béton projeté. [22]

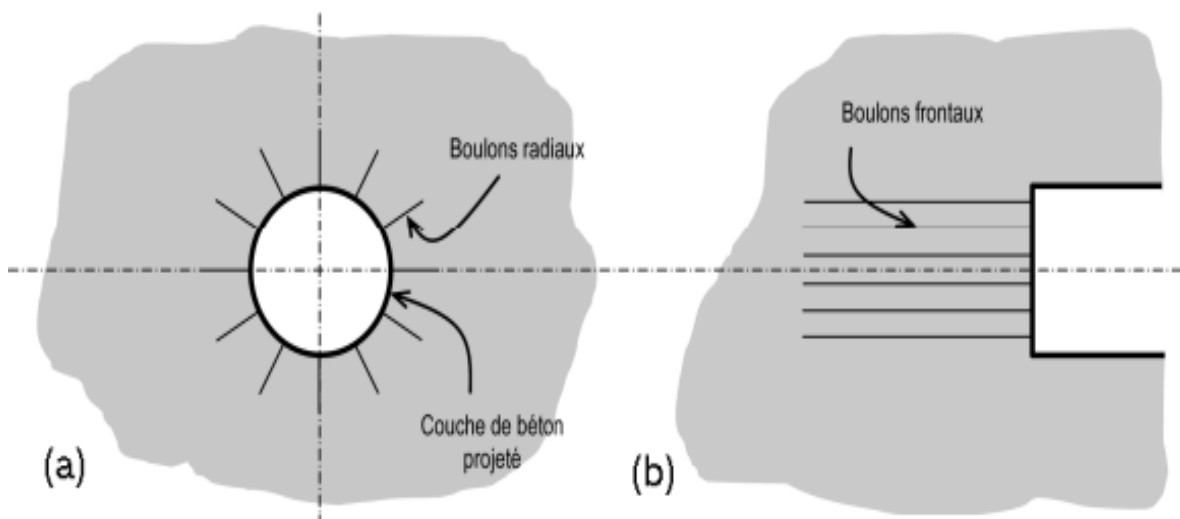


Figure II.13:(a) Application de la NATM (New Austrian Tunneling Méthod), (b) Boulonnage du front. [21]

a. Les boulons d'ancrage radiaux

On distingue quatre grands types de boulons :

- **Les boulons passifs:** ne sont sollicités que par le déplacement du terrain autour de la paroi. Il en existe deux familles qui ne fonctionnent pas de la même façon.
- **les boulons à ancrage ponctuel :** Ce sont les plus anciens ; ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaquette (figure II.14). On privilégiera ces boulons pour les roches dures.

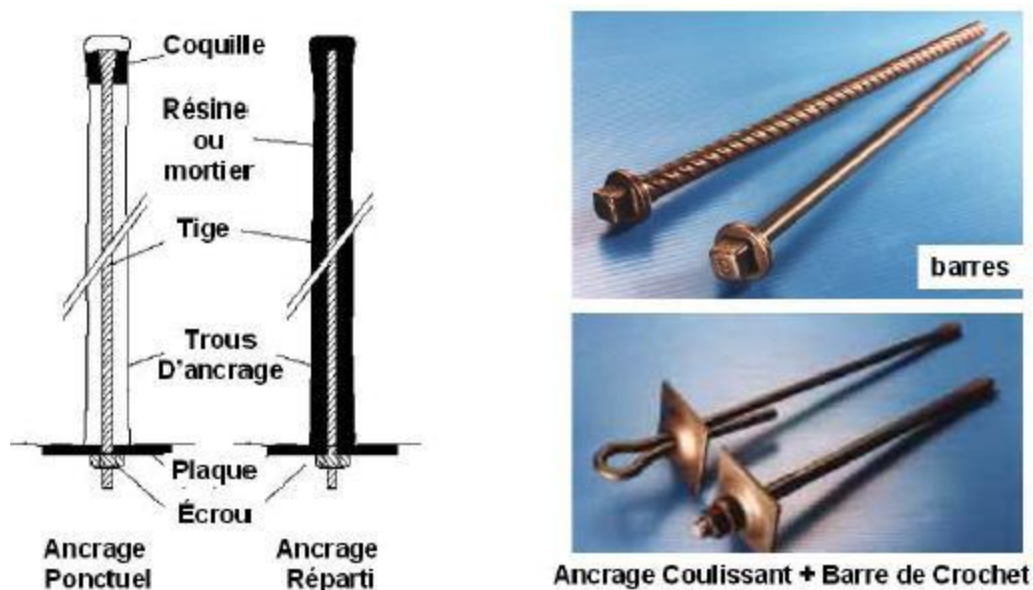


Figure II.14: les boulons à ancrage ponctuel. [15]

- **les boulons à ancrage réparti :** comme leur nom l'indique, ils sont cimentés au terrain sur toute leur longueur.

Les boulons scellés : le scellement peut-être du mortier ou de la résine synthétique.



Figure II.15: les boulons à ancrage réparti. [15]

- **Les boulons à friction** : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement.

b. Les boulons actifs précontraints

La tige pleine (barre Dywidag ou Artoon) ou le câble de torons sont scellés loin de la paroi par injection d'un coulis de ciment. Ces inclusions sont utilisées pour le soutènement des grandes cavités.

La simplicité de pose d'un boulon surtout les boulons à friction qui agissent tout de suite, ont fait aujourd'hui l'élément essentiel des soutènements souterrains. On peut facilement en poser deux ou trois à un endroit, en prévention là où la roche risque de se rompre, ou les préconiser de façon systématique sur tout ou partie de la paroi du tunnel. On définit alors une densité de boulonnage (1,5 par m² par ex.), une longueur (environ un rayon de tunnel) et un diamètre (Ø 18 par ex.). [19]

c. Le Béton Projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Condition l'emploi de la gunite comme simple protection de terrain est relativement ancien, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse, et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant. [15]

Le béton projeté à deux principaux usages, qui peuvent s'additionner :

- Il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain. En cela il empêche les blocs de roche ou le sol de se détacher de la paroi ;
- Il a un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est variable en fonction du terrain, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres.

Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement. Son usage en tunnels a fait l'objet de recommandations très détaillées de l'AFTES. [23]

II.8.2.2. Soutènement par boulons

Il existe trois types principaux de boulons utilisés en travaux souterrains, les boulons à ancrage ponctuel et les boulons à ancrage réparti et dans certains cas particuliers on utilise les tirants d'ancrage précontraint.

a. les boulons à ancrage ponctuel :

Comportent une tige qui est tendue entre l'ancrage en fond de trou et la tête bloquée en parement. L'avantage majeur de ce type de boulon est sa mise en œuvre rapide et son efficacité immédiate. Il applique à la paroi une pression de confinement radiale d'intensité connue, si bien que ce mode de dimensionnement est relativement aisé.

b. les boulons à ancrage réparti :

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

- Les boulons avec scellement à la résine ;
- Les boulons avec remplissage préalable au mortier ;
- Les boulons au mortier suivant la technique « perfo » :

Leurs avantages est que leurs mise en œuvre est facile. Par contre, pour assurer une bonne adhérence entre la barre et le terrain, le forage doit être parfaitement calibré et son diamètre approprié à celui du boulon et des coquilles.

En traversant les discontinuités du massif rocheux, les boulons à scellement continu, qu'il soit à la résine ou au mortier, « arment » le terrain, améliorent ces caractéristiques mécaniques globales et le rendent en quelque sorte apte à se soutenir lui-même.

c. les tirants d'ancrage :

Sont des tiges en acier de 16 à 25 mm de diamètre et de 1,5 à 6 m de longueur. Pour des longueurs plus importantes, dont l'emploi peut être nécessaire dans les cavités souterraines de grande dimension, ou des câbles tendus. Leur mise en œuvre doit être conforme aux règlements relatifs aux tirants d'ancrage à la roche.

Les boulons sont alors associés un béton projeté armé ou non d'un treillis soudé. Pour les grandes cavités ou dans les terrains où l'emploi de ces méthodes s'avère limité, on y ajoute quelquefois des cintres légers ou cintres réticulés. Ces cintres sont maintenus au rocher par les boulons et constituent une peau plus résistante qu'un simple béton projeté.

II.8.2.3. Soutènement par béton projeté

Le terme béton projeté s'applique à un béton mis en œuvre par refoulement. Le béton mis en place ne peut s'appliquer sur une certaine épaisseur (en particulier en voûte) que si sa prise est accélérée. Cela nécessite presque toujours l'emploi d'un adjuvant accélérateur de prise et de durcissement. Il faut par ailleurs que le pourcentage du sable soit assez élevé. [21]

La résistance à la traction du béton projeté est un des paramètres essentiels qui détermine les performances de ce type de soutènement. L'amélioration du comportement à la traction, est couramment obtenue par une armature en treillis soudé. Mais la présence de l'armature pose des problèmes à la mise en œuvre du béton.

Le béton projeté a tendance à s'accrocher sur tous les objets rencontrés. Il en résulte que le treillis soudé tient lieu d'écran gênant la pénétration du béton, ce qui peut avoir pour conséquences de créer des défauts de remplissage. [21]

II.8.2.4. Soutènement par anneaux intérieurs

Parmi les différents soutènements entrants dans cette catégorie ; on utilise les cintres métalliques et les voussoirs.

a. Cintres métalliques :

Les cintres constituent une ossature en forme d'arc ou de portique disposé selon la section transversale du tunnel. Ils peuvent être constitués en bois, en profilés métalliques, en treillis métalliques. On utilise souvent en travaux souterrains les cintres en profilés métalliques HEB.

Il est indispensable de veiller à la qualité du blocage du cintre avec le terrain pour bien jouer le rôle assigné. Traditionnellement le blocage est réalisé par l'une des méthodes suivantes.

- Dans les terrains nécessitant un blindage entre cintres ; on plaçait les plaques de blindage longitudinalement entre ces cintres, un bourrage en béton (quelquefois des pierres sèches) comblait le vide entre le blindage et le terrain.
- Dans les terrains de bonne tenue des cales en bois ou en métal assuraient directement le contact entre le terrain et les cintres.

Actuellement, 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. [24]

Parmi les cintres métalliques on distingue :

➤ les cintres métalliques légers :

Présentent une capacité de portance relativement limitée. Leur faible poids rend leur maniement et leur mise en place plus facile que les cintres lourds. Ils ne peuvent être utilisés qu'au titre de protection provisoire du personnel. Ainsi leur inertie est insuffisante pour jouer un rôle majeur dans le soutènement de l'excavation. En raison du développement du boulonnage et du béton projeté présentant une solution plus efficace et économique, ces cintres ne sont plus employés que pour les applications spécifiques :

- Dans les tunnels de petit diamètre (5 à 10m excavé) où le chantier est peu mécanisé et dans les galeries de reconnaissances où on veut pouvoir observer les parements ;
- En association avec les ancrages et le béton projeté ; le cintre est alors suspendu aux ancrages et son rôle consiste à répartir les efforts entre les têtes de boulons.



Figure II.16: les cintres métalliques légers (projet de kherrata).

➤ **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. On a ainsi inventé des cintres constitués de 3 aciers HA reliés entre eux par des aciers de plus faible section et facilement cintrables à la forme de l'excavation. Un fois placés contre le terrain, ces cintres réticulés sont recouverts de béton projeté pour former une coque solidaire. L'espacement entre cintres est généralement inférieur au mètre, pour qu'il se crée une voûte de béton entre deux éléments. [24]

➤ **Cintres métalliques lourds :**

Ces soutènements sont toujours constitués de profils normalisés cintrés suivant le rayon de courbure du tunnel. 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 dans de nombreux cas à reporter les charges sur ceux-ci. On réalise parfois un blindage entre les cintres pour trois raisons principales :

- pour éviter que le terrain ne s'éboule sous le voûtain naturel (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).

Dans les puits ou les galeries de petites sections, on adopte souvent les tôles métalliques mais le bois est encore utilisé car il se prête bien à la technique minière de l'enfilage. Cette dernière consiste à enfiler les planches entre les cintres unes à unes, avec un blocage par un système de coins. [24]



Figure II.17 : Cintres lourds (projet de kherrata).

b. Voussoirs préfabriqués :

Ils sont assemblés pour constituer des anneaux circulaires faisant fonction de soutènement et/ou de revêtement définitif.

Leur domaine d'emploi privilégié correspond aux tunnels creusés par une machine à attaque globale dans les roches meubles et les sols. Les voussoirs assurent alors d'une part l'appui de la machine lui permettant de forer le terrain, et d'autre part le soutènement des parois du tunnel immédiatement à l'arrière. Le vide annulaire entre la paroi de l'excavation et l'extrados des voussoirs est comblé par injection du bourrage.

Les voussoirs adjacents diffèrent par le matériau dont ils sont constitués (béton armé ou fonte), par leur forme et le dispositif d'assemblage (voussoirs évidés ou non, voussoirs droits ou biais, type de boulonnage entre voussoirs) et par le type de traitement de l'étanchéité des joints entre voussoirs. [25]

II.9. Pose de l'étanchéité

En général, entre le soutènement et le revêtement définitif de la voûte, on place un matériau qui assure l'étanchéité partielle de l'ouvrage (étanchéité à l'extrados du revêtement). Il convient donc de prévoir un réseau de drains et d'assainissement en piédroit pour l'évacuation des eaux d'infiltration collecter par cette membrane protectrice. [25]



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

II.10. Pose du revêtement

Après stabilisation des convergences, on pose ou on coule le revêtement définitif du tunnel. Il a un rôle de résistance, car il doit reprendre les efforts à long terme (fluage, gonflement ou pression hydrostatique), et ceux dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement (rouille, vieillissement, ...etc.). Il a également une fonction de protections de l'étanchéité, de support des structures internes (panneaux, ventilation ... etc.). Donc peut définir le revêtement d'un tunnel comme la structure résistante. [25]



Figure II.19: pose du Revêtement définitif. [15]

Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes étapes indispensables à la réalisation d'une construction souterraine, et leur importance, pour assurer des conditions de sécurité et de stabilité lors de creusement et du l'usage de cette construction souterraine.

III.1. La géologie locale de la région

La région, où le projet sera réalisé, se trouve au niveau des gorges entre Bordj-Mira et Kherrata. Ces gorges se situent dans les zones montagneuses identifiées comme Atlas Tellien qui ont été formées pendant le rapprochement des continents de l'Europe et d'Afrique à la fin du Jurassique (il y a 190-140 millions années à aujourd'hui).

Les gorges sont des passages encaissés entre deux reliefs résultant de l'érosion hydraulique sur tout type de roche mais préférentiellement sur les roches sédimentaires. Les deux parties des gorges se forment en des cols très hauts. Les côtés des roches se forment par rapport à la résistance contre la dissolution.

L'étude stratigraphique de la feuille de Kherrata montre l'empilement, de haut en bas, des unités telliennes :

1. La Nappe Numidienne.
2. Les nappes Telliennes.
3. L'autochtone du Djebel Anini.

Le projet traverse les formations calcaires du Lias (Jurassique inférieur) dans la Nappe de Djemila. Unité des Nappes Telliennes.

Le Lias moyen et supérieure est constitué par une succession régulière des calcaires à silex en couches décimétriques séparés par des lits pélitiques claires. Les calcaires sont biomicritiques. Le matériel détritique y est souvent abondant. [26]

Des silex en rognons, puis en lits, marquent la moitié inférieure de cette formation (figure III.1).

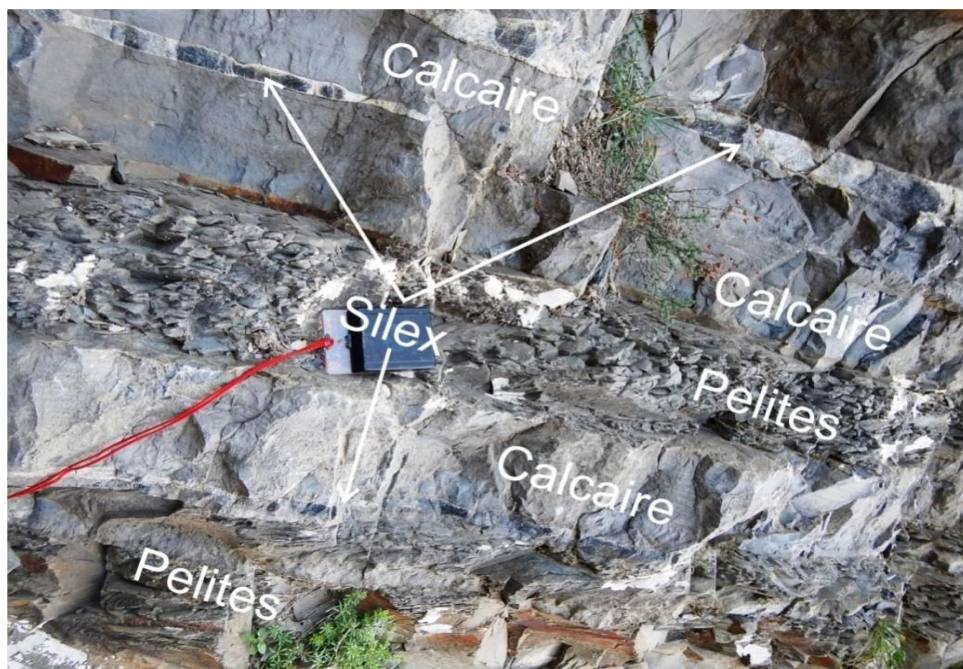


Figure III.1: Affleurement sur la RN-9 actual au niveau du PK 6+900 du projet. [26]

La région du projet prend sa forme finale en conséquence de la tectonique de compression des failles de chevauchement et des nappes. Les failles de chevauchement et des nappes se forment par la pression des roches qui agissent comme une matière plastique et sont pliés jusqu'à un certain point (quand la force de pression surpasse la résistance des roches).

Du fait des grands mouvements tectoniques, ces roches sédimentaires comprimaient, s'écrasaient et devenaient sous la forme des structures anticlinaux et synclinaux et ils incluent les systèmes de discontinuités avec les diaclases. Les discontinuités séparent les roches en fractions qui fonctionnent de façon différentes des autres roches.

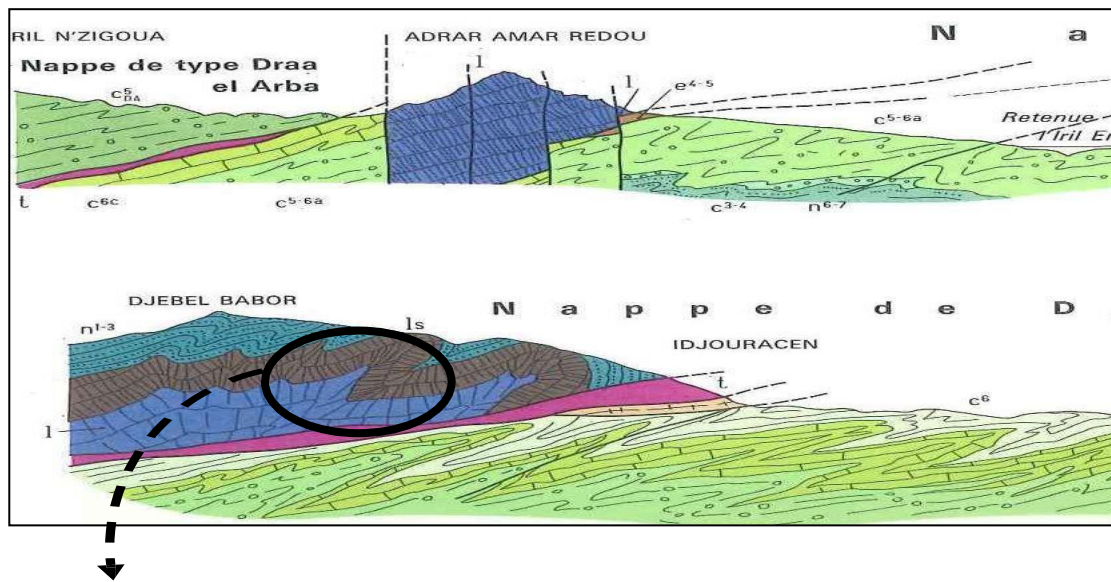


Figure III.2: Schéma particulière de la Kabylie. [26]



Figure III.3: Marno-calcaires fortement plissés sur la RN-9 actuelle au niveau du Pk 6+300 du projet.

III.2. Géologie du site

Du point de vue de la géologie, le tunnel 4 peut être décrit en trois tronçons, dont chacun présentant des caractéristiques stratigraphiques et structurales sensiblement différentes des autres.

III.2.1. Zone Portail Nord

La zone du portail N est caractérisée par la présence de roche calcaire en couches de puissance décimétrique et par la proximité d'un pli anticlinal avec un plan axial orienté E-W, et est limitée au sud par une faille au Pk 6+280 du projet approximativement.

Le portail N a été envisagé dans le flanc S de ce pli, et les couches présentent un fort plongement (70°) vers le S.

L'épaisseur des couches varie entre 60 cm et 1 m. L'espacement entre les diaclases varie entre 30 cm et 1 m. L'interaction entre les plans des diaclases, les plans de stratification et les plans créés par l'excavation peuvent donner lieu à des blocs susceptibles de tomber aux alentours du portail ou à l'intérieur du tunnel.

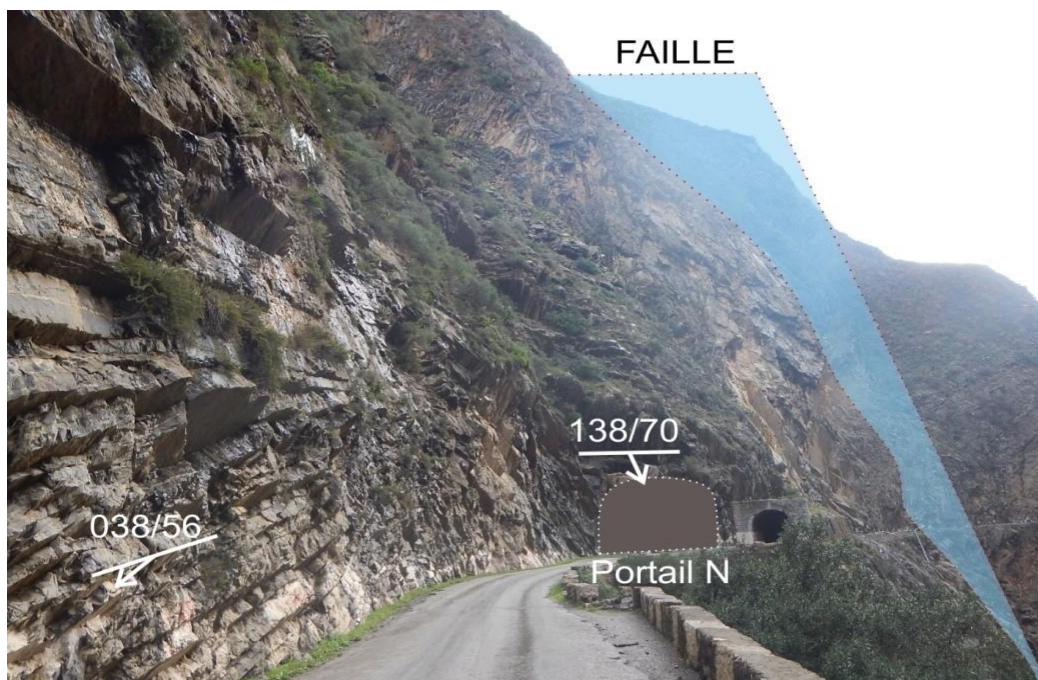


Figure III.4: Vue du portail Nord vers kherrata (sud). [26]

III.2.2. Zone Centrale

Ce tronçon est limité par deux failles; au Nord il est limité par une faille au Pk 6+280 approximativement, et au sud par une deuxième faille au Pk 6+500 approximativement.



Figure III.5: Vue de la falaise calcaire grande degré de fracturation. Proximité d'une faille sur la RN-9 actuelle au niveau du Pk 6+500 du projet.

Sur ce tronçon, apparaissent des marnes calcaires avec silex en couches centimétriques à décimétriques avec des intercalations de couches pélitiques. La pression tectonique conjointement avec la faible puissance et la présence de niveaux pélitiques, plus ductiles, ont favorisé la forte déformation ductile de la roche dans des plis très serrés et avec une charnière à très petit rayon de courbure.



Figure III.6: Vue de la falaise calcaire sur la RN-9 actuelle au niveau du Pk 6+300 du projet.

À cause du plissement intense sur ce tronçon, les diaclases ont un écartement de 5-20 cm. Cet espacement conjointement avec la faible puissance des couches donne lieu à un grand nombre de potentiels blocs de taille réduite avec des orientations très variables. Sur ce tronçon, la formation d'un grand nombre de blocs de taille petite avec des orientations très diverses est très probable.

III.2.3. Zone Portail Sud

Tronçon allant du Pk 6+500 approximativement jusqu'à la fin du Tunnel 4, composé de calcaires et de marno-calcaires grises avec silex en couches centimétriques-décimétriques. Le portail Sud se situe aux alentours de la charnière d'un anticlinal. Ce pli fait que les discontinuités de la roche changent d'orientation et réduisent leur écartement sur cette zone. La relation entre les diaclases et les plans de stratification produisent un grand nombre de blocs qui peuvent être instables selon l'orientation de l'excavation.



Figure III.7: Marno calcaires avec silex fortement plissées. Pk 6+700. [26]



Figure III.8: Vue panoramique du portail Sud c. [26]

Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté le projet d'aménagement des gorges de kherrata, puis on a fait une description sur la géologie locale et du site.

Les roches sédimentaires qui se trouvent au niveau du projet sont formées des marnes saines et calcaires. La région est constituée par des roches instables qui sont combinées, la taille de ces derniers changes de quelque centimètre à plusieurs mètres.

Introduction

Les observations de grande qualité qui ont été réalisées le long de l'actuelle RN-9 ont été considérées comme étant représentatives pour réaliser une prévision de la qualité des matériaux à excaver pour le tunnel 4. Supplémentairement, des sondages et des essais de laboratoire ont été réalisés pour pouvoir valider les observations de l'investigation géologique et géotechnique réalisée sur site.

IV.1. Points d'observation géotechnique « sur site »

Dans le but de définir les matériaux géométriques et leur disposition spatiale, il a été vérifié la géologie régionale décrite sur la carte algérienne géologique et la structure a été vérifiée au moyen des levées géostructurales aux alentours de la route actuelle RN-9. À partir de l'ensemble des données qu'on a enregistré sur le terrain, on réalise une étude à l'aide du logiciel Stereonet-Windows dans laquelle il est détecté s'il existe des concentrations de plans de discontinuités autour d'un plan idéal fictif, qui sera nommé famille.

IV.1.1. Levées géostructurales

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

Les emplacements des affleurements de caractérisation qui effectués par l'entreprise sont représentés dans la figure IV.1.



Figure IV.1: Les emplacements des affleurements de caractérisation effectués par l'entreprise (prise par Google Earth).



Figure IV.2: Vue de portail Nord avec les principales familles de discontinuités.

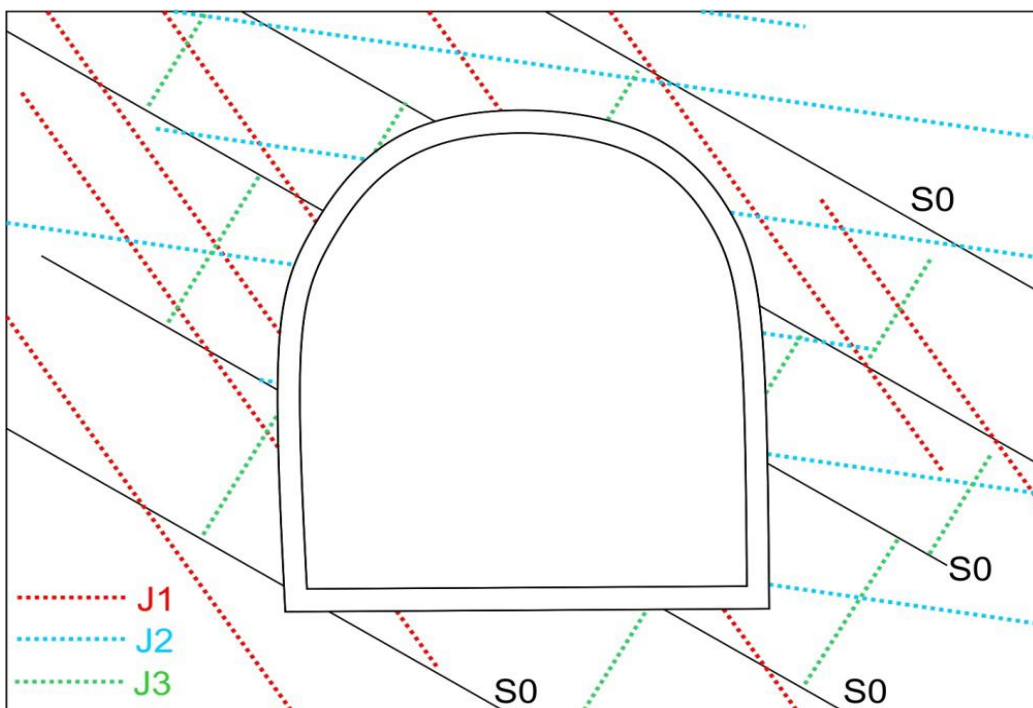


Figure IV.3: Schème des discontinuités du portail Nord.

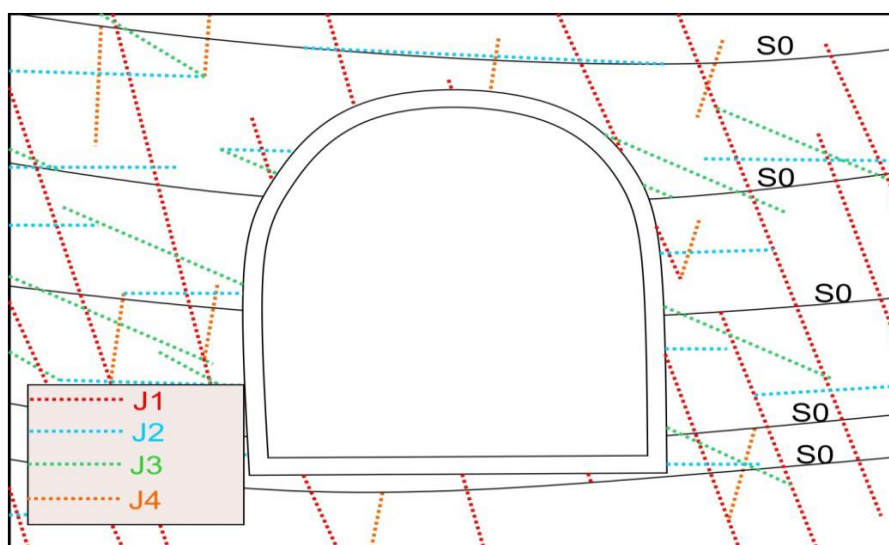


Figure IV.4: Schème des discontinuités du portail Sud.

Sur le tableau IV.1 on a énuméré les différentes familles de discontinuités représentatives pour les zones de portail Nord et portail sud.

Tableau IV.1: Familles des discontinuités représentatives, zone portail Nord et portail sud de tunnel.

localisation	matériaux	Nombre de familles	Type	Lecture réalisé
PK 6+00 à 6+100 (zone portail nord)	Calcaire et marno-calcaires avec silex en petits bancs	4	Joints	142/66
				128/38
				158/68
				92/38
				118/34
				80/40
				72/84
				44/60
				76/46
			86/52	
PK 6+600(zone portail sud)	Calcaire et marno-calcaires avec silex en petits bancs	5	Plan de stratification	308/56
				314/54
				320/56
				316/50
				308/54
PK 6+600(zone portail sud)	Calcaire et marno-calcaires avec silex en petits bancs	5	Plan de stratification	292/54
				294/78
				298/72
				300/60
				310/50
			Joints	38/60
				32/74
				26/70
				118/62
				332/82

Les emplacements des affleurements où on a effectué notre étude de caractérisation sont représentés sur la figure IV.5.



Figure IV 5: Les emplacements des affleurements de caractérisation au PK 6+280 et le PK 6+500 (prise par Google Earth).

Sur les tableaux IV.2 on a énumère les différentes familles des discontinuités représentatives pour les zones de PK 6+280 et le PK 6+500 (centre de tunnel).

Tableau IV.2: Familles des discontinuités représentatives, zone tunnel centre.

Localisation	Matériaux	Nombre de famille	Le type	Lectures réalisées
PK 6+280	Calcaire et marno-calcaire avec silex en petits bancs	1	Plans de stratification	N270/75NE
				N285/85NE
				N285/75NE
				N275/75NE
				N275/85NE
PK 6+500	Calcaire et marno-calcaire avec silex en petits bancs	1	Plans de stratification	N100/65SW
				N100/77SW
				N105/75SW
				N105/80SW
				N105/65SW
				N125/80SW

IV.1.2. La représentation stéréographique des discontinuités

Pour présenter l'ensemble des familles des discontinuités et leur pôle moyen on a utilisé logiciel Stereonet-Windows qui nous permet de réaliser notre travail.

IV.1.2.1. Représentation des points de portail Nord (PK 6+000 à 6+100)

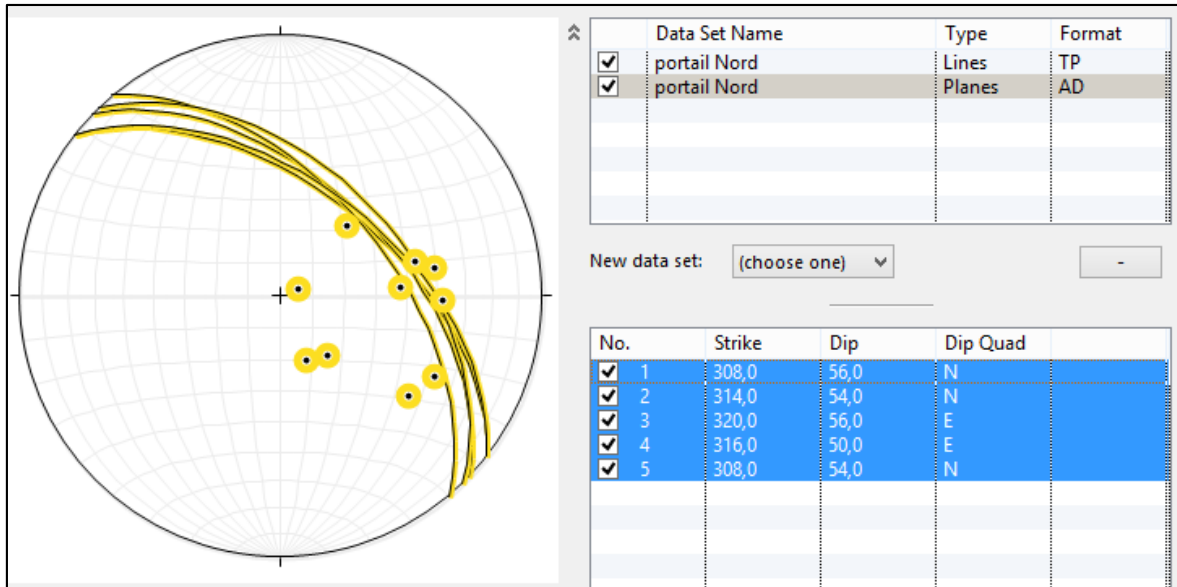


Figure IV.6: Représentation stéréographique des joints et de plan de stratification.

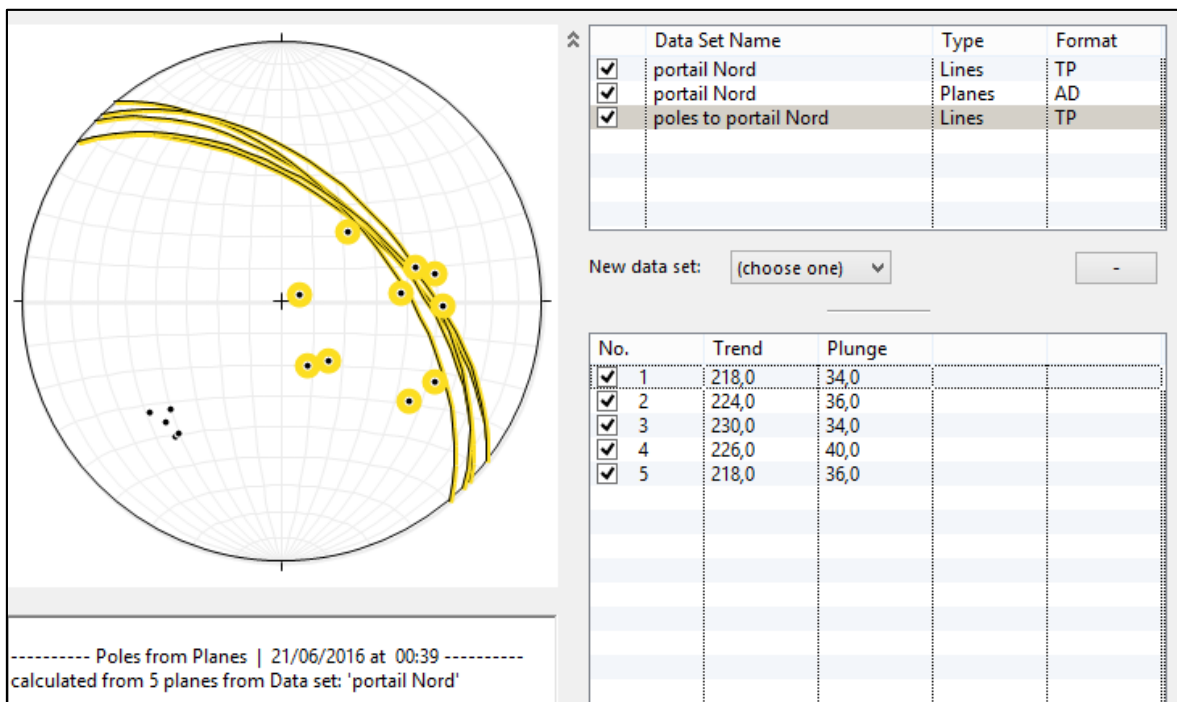


Figure IV.7: Représentation stéréographique des pôles d'un plan de stratification.

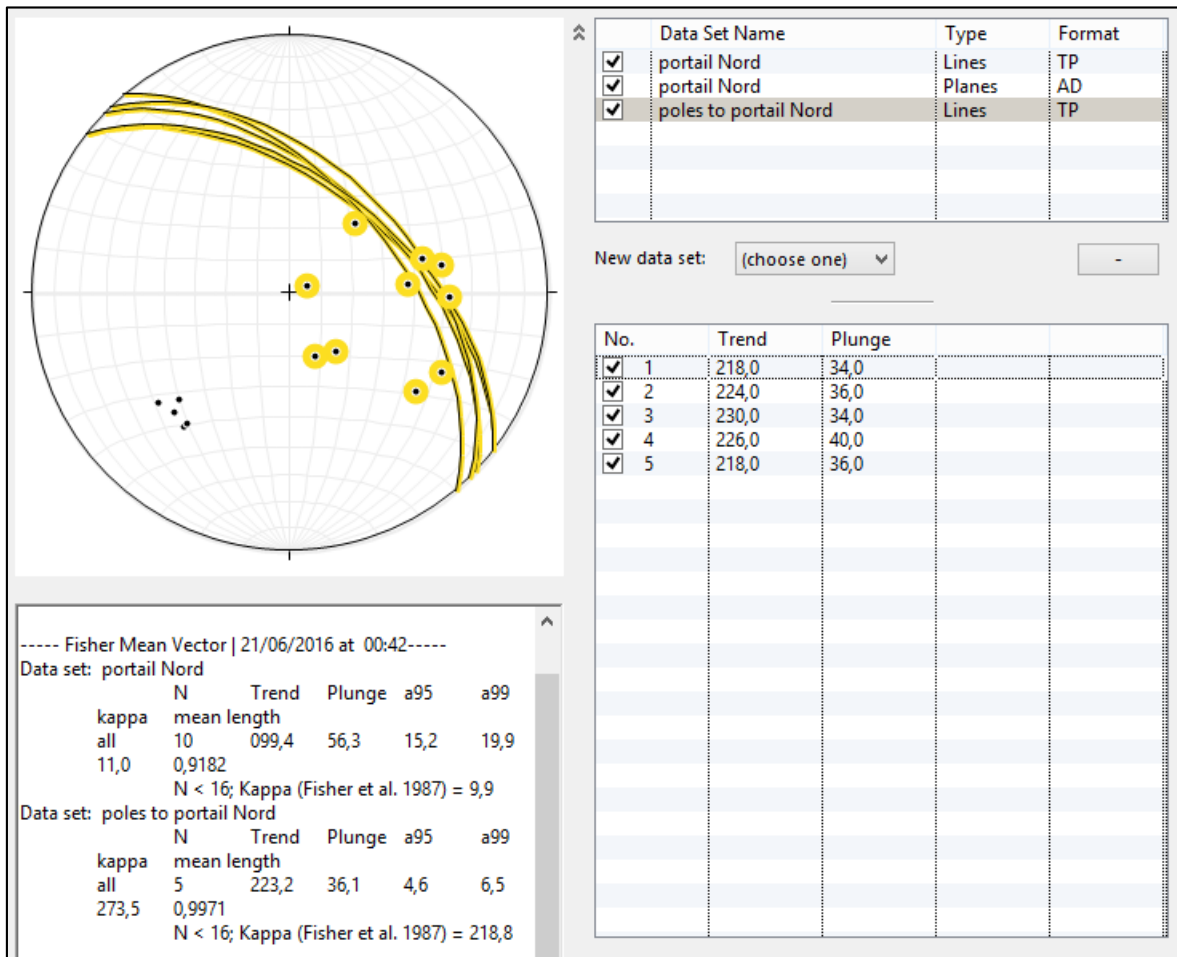


Figure IV.8: Représentation stéréographique du pôle moyen des joints et d'un plan de stratification.

Pour calculer la direction et le pendage moyen des joints et de plans de stratification représenté dans la projection stéréographique on utilise la relation de pôle moyen de ces derniers.

Le pôle moyen des joints c'est ($\alpha_n = 099,4^\circ$ et $\beta_n = 56,3^\circ$).

$$\alpha = \alpha_n + 90^\circ$$

$$\beta = 90^\circ - \beta_n$$

L'orientation moyen de cette familles des joints est : $\alpha = 189,4^\circ / \beta = 33,7^\circ$;

Le pôle moyen de plan de stratification est : $\alpha_n = 223,2^\circ, \beta_n = 36,1^\circ$

L'orientation de cette famille est : $\alpha = 313,2^\circ / \beta = 53,9^\circ$.

IV.1.2.2. Représentation stéréographique des points mesurés en PK 6+280 et PK 6+500 (centre de tunnel)

a) Représentation stéréographique au PK 6+280

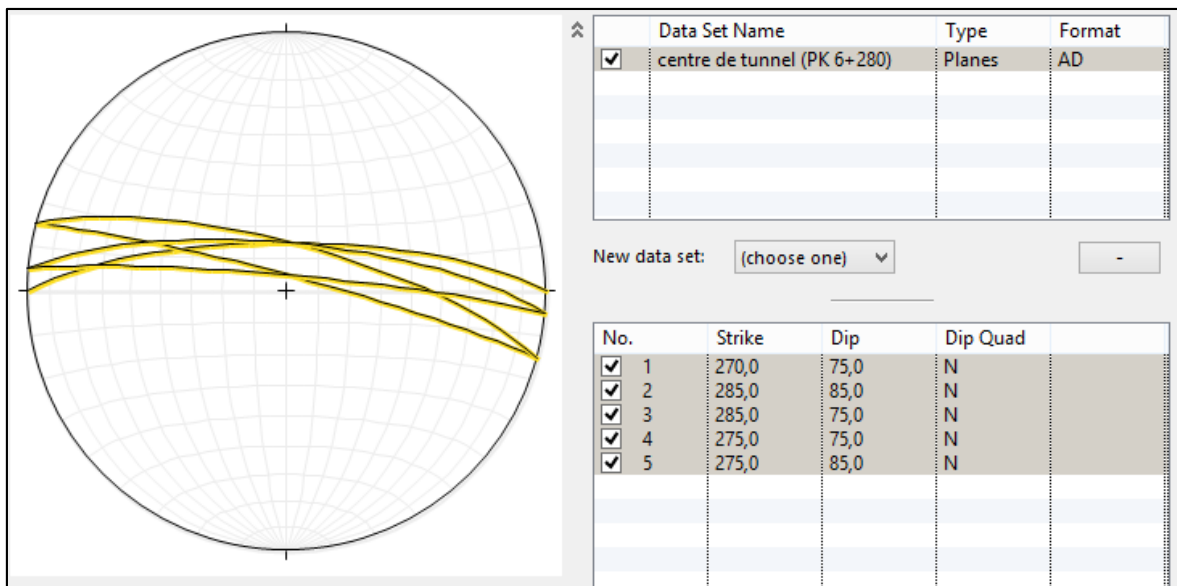


Figure IV.9: Représentation stéréographique des plans de stratifications en PK 6+280 (centre de tunnel).

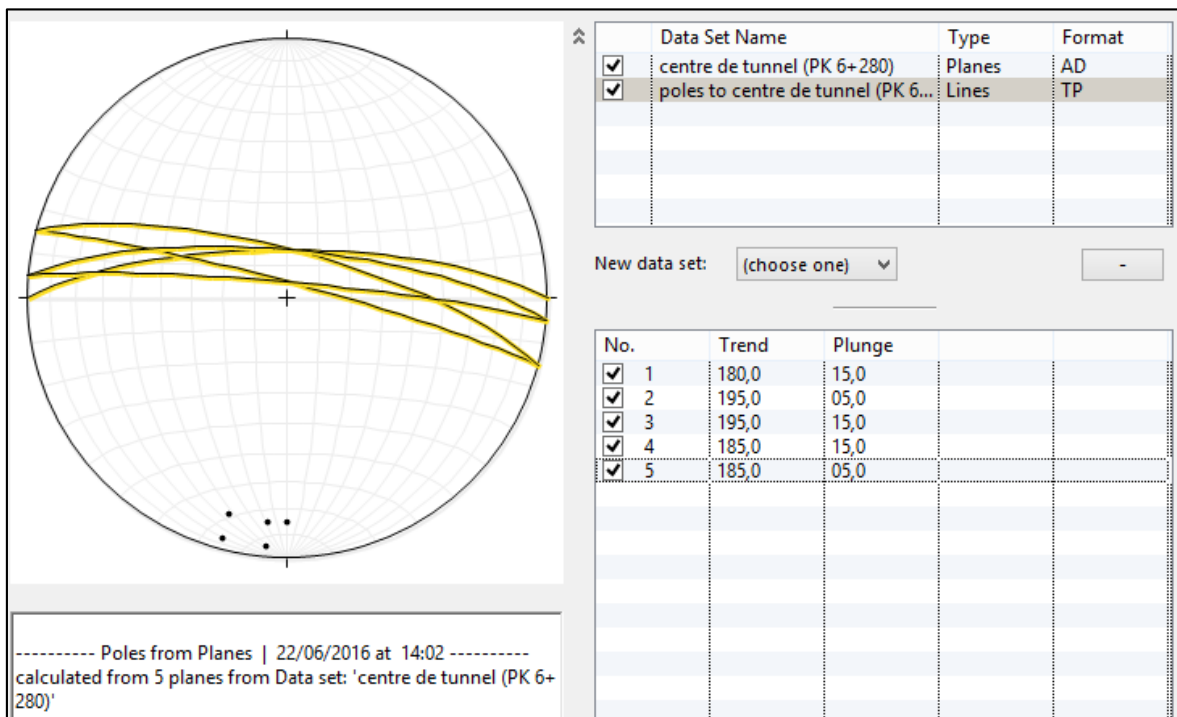


Figure IV.10: Représentation stéréographique des pôles mesure et les plans de stratification en PK 6+280 (centre de tunnel).

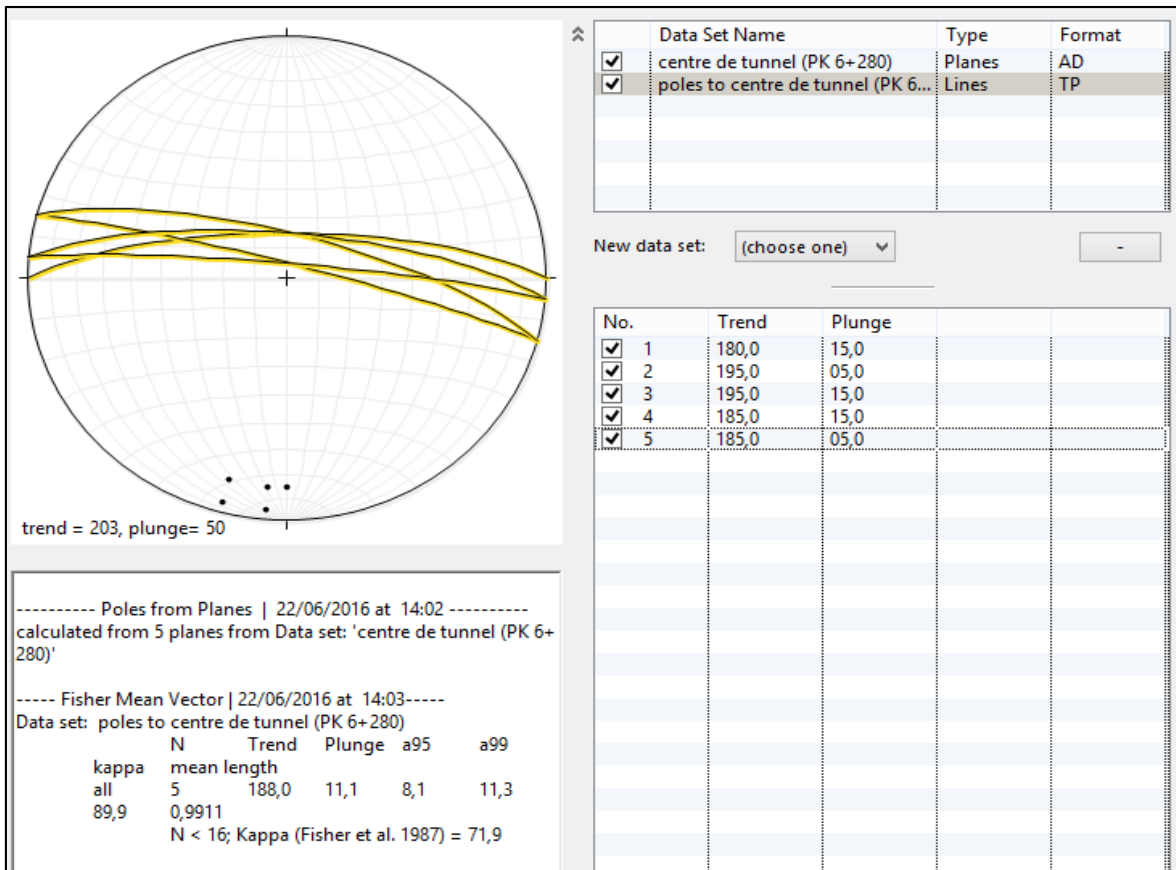


Figure IV.11: Représentation stéréographique des plans de stratification et leur vecteur moyen en PK 6+280 (centre de tunnel).

Le pôle moyen de plan de stratification représenté dans la projection stéréographique est :

$$(\alpha_n = 188^\circ, \beta_n = 11,1^\circ)$$

Donc L'orientation moyen $\alpha = 278^\circ$ et de pendage $\beta = 78.9^\circ$.

b) Représentation stéréographique des points mesure au PK 6+500

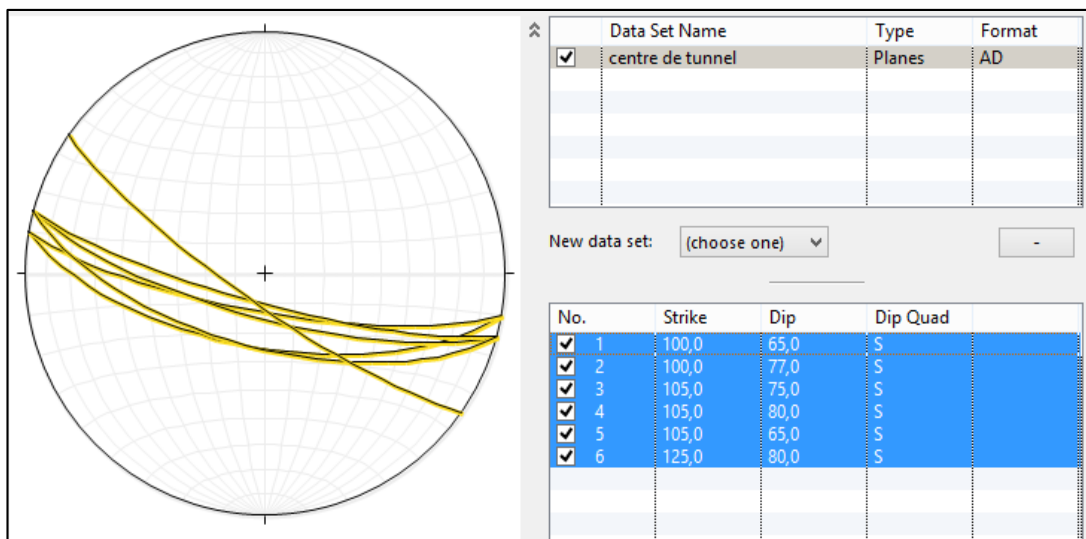


Figure IV.12: Représentation stéréographique d'un plan de stratification en PK 6+500 (centre de tunnel).

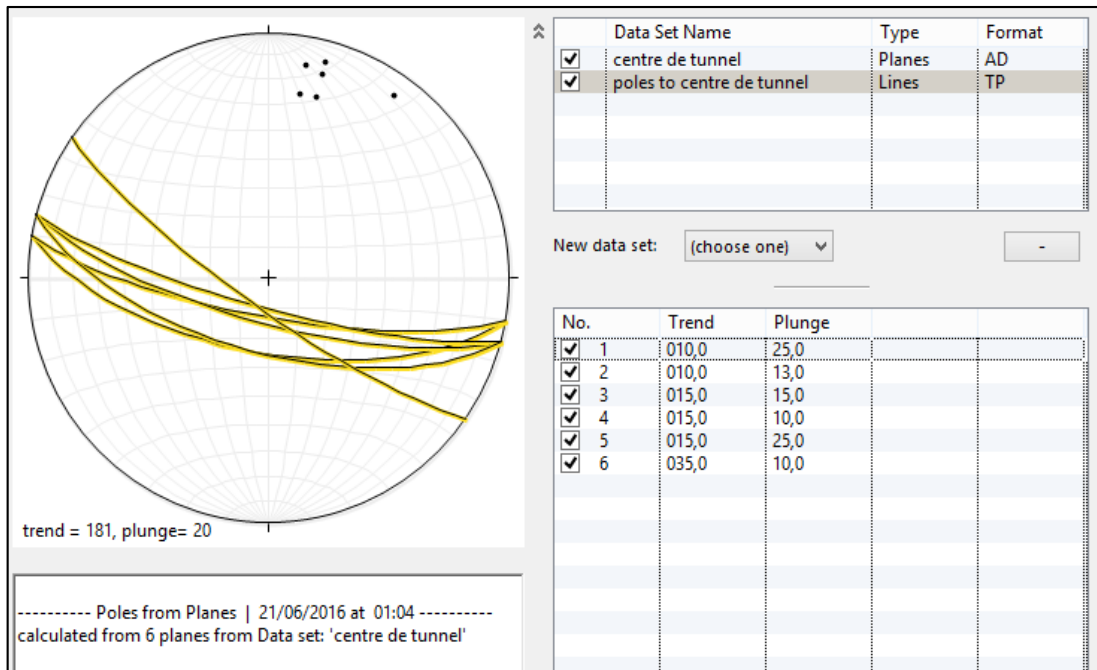


Figure IV.13: Représentation stéréographique des pôles mesure en PK 6+500(centre de tunnel).

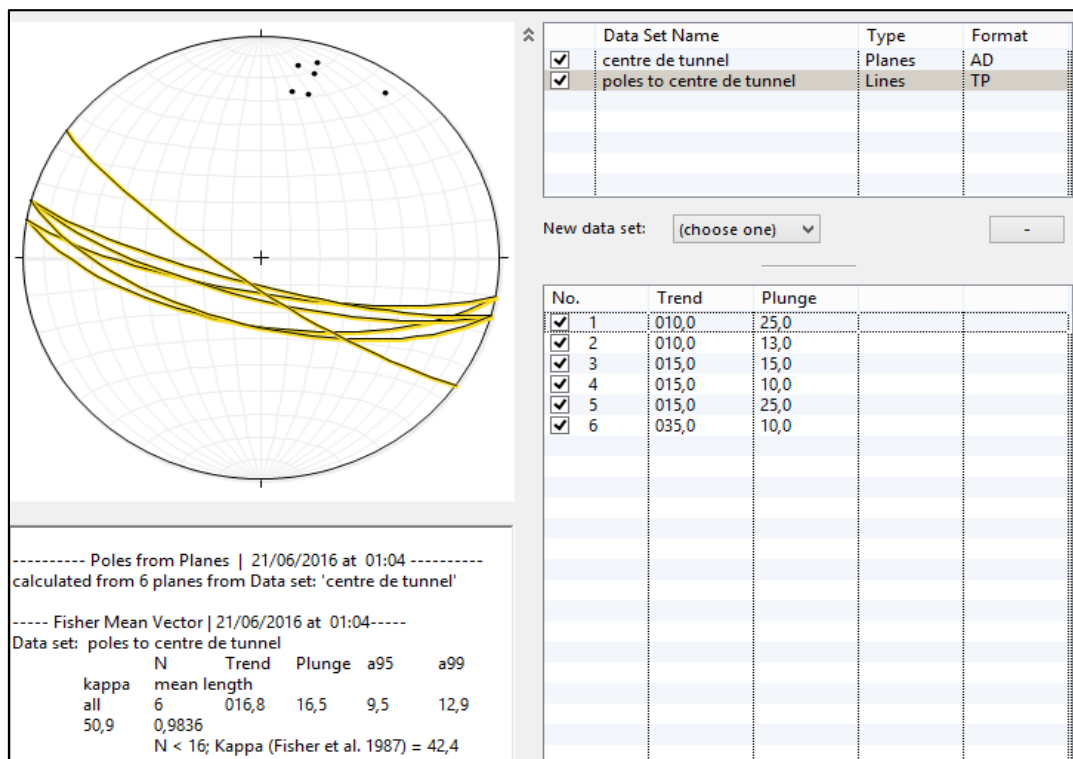


Figure IV.14: Représentation stéréographique d'un plan de stratification et leur vecteur moyen en PK 6+500.

Le pôle moyen du plan de stratification représenté dans la projection sériographique est :

($\alpha_n = 016,8^\circ$, $\beta_n = 16,5^\circ$).

Alors :

L'orientation moyen de ce plans est : $\alpha = 106,8^\circ / \beta = 73,5^\circ$.

IV.1.2.3. Représentation stéréographique des points mesure au portail sud

(PK 6+600)

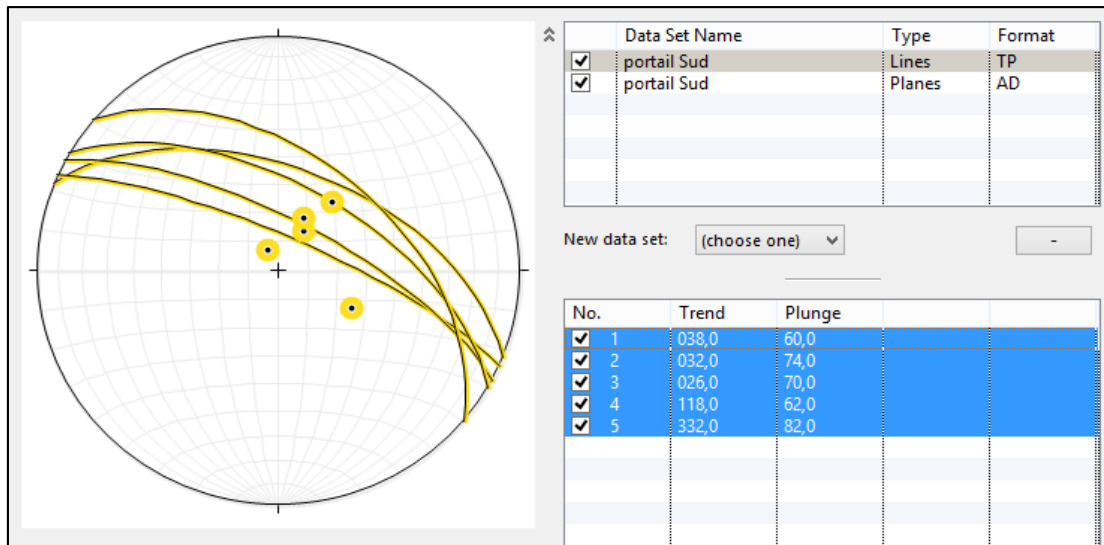


Figure IV.15: Représentation stéréographique des pôles mesures et des plans de stratification en PK= 6+600 (portail sud).

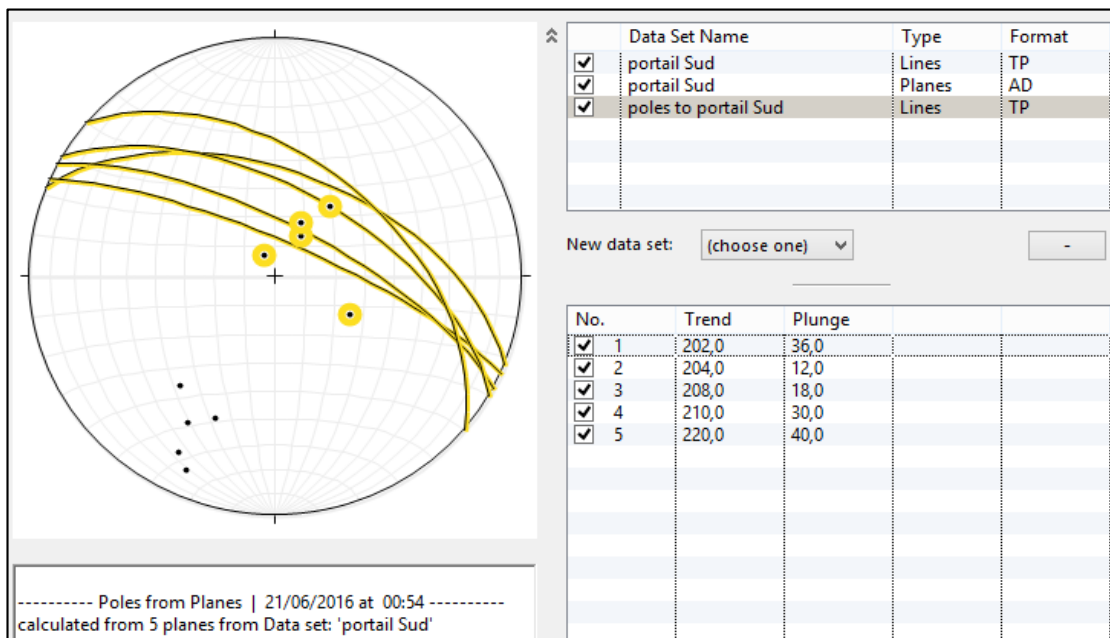


Figure IV.16: Représentation stéréographique des joints, des plans de stratifications et les pôles en PK= 6+600.

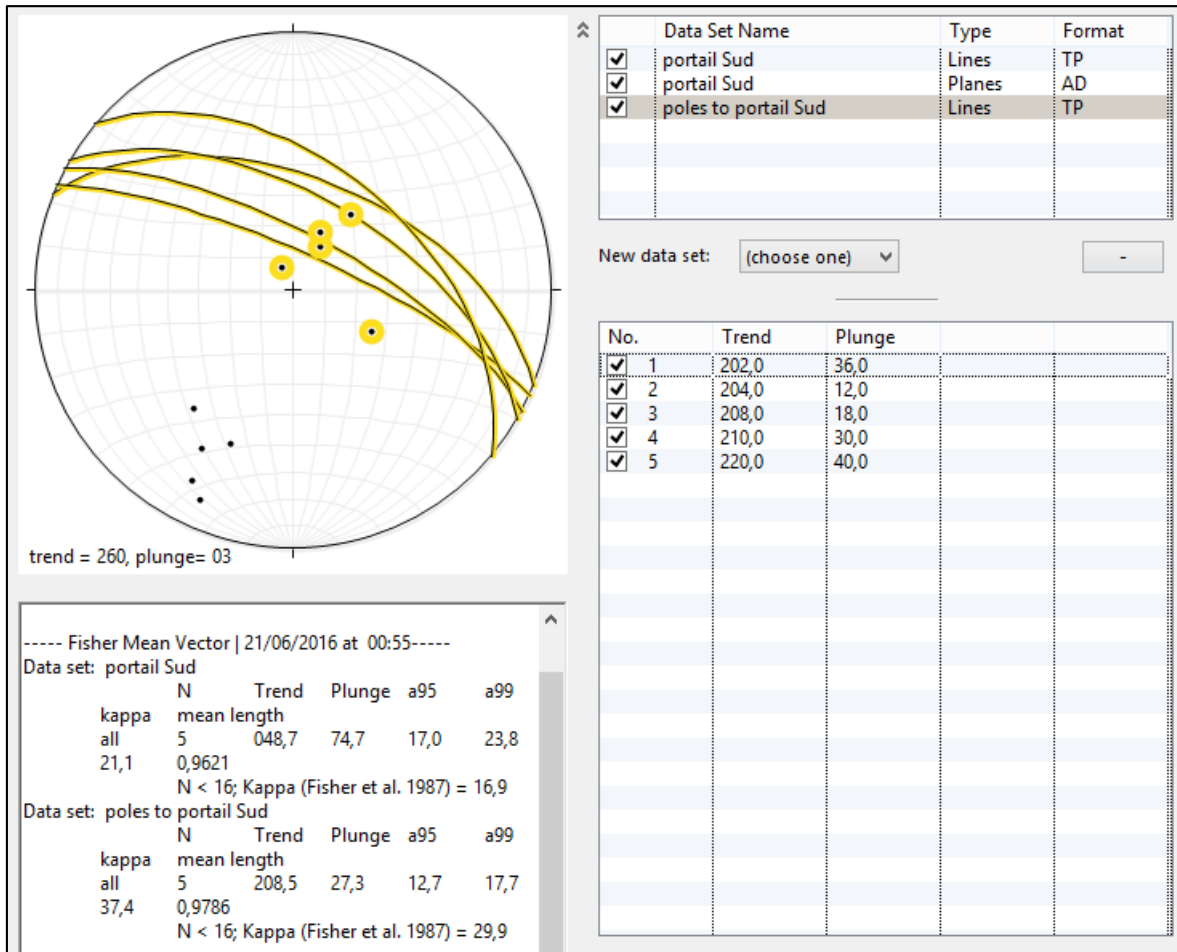


Figure IV.17: Représentation stéréographique des joints, des plans de stratification et leurs vecteur moyen en PK=6+600(portail sud).

Les pôles moyens des joints et des plans de stratification représentée dans la projection stéréographique est :

$$\alpha_n = 042,3^\circ / \beta_n = 65,4^\circ$$

$$\alpha_n = 208,5^\circ / \beta_n = 27,3^\circ$$

Alors :

L'orientation moyenne de ces dernières est :

$$\alpha = 132,3^\circ / \beta = 24,6^\circ$$

$$\alpha = 298,5^\circ / \beta = 62,7^\circ$$

IV.2. Sondage et Essais de laboratoire

Deux sondages ont été réalisés, le premier sur le portail Nord (SC N°1) et le deuxième sur le portail Sud (SC N°2).

IV.2.1. Portail Nord (SC N°1 pk 6+170)

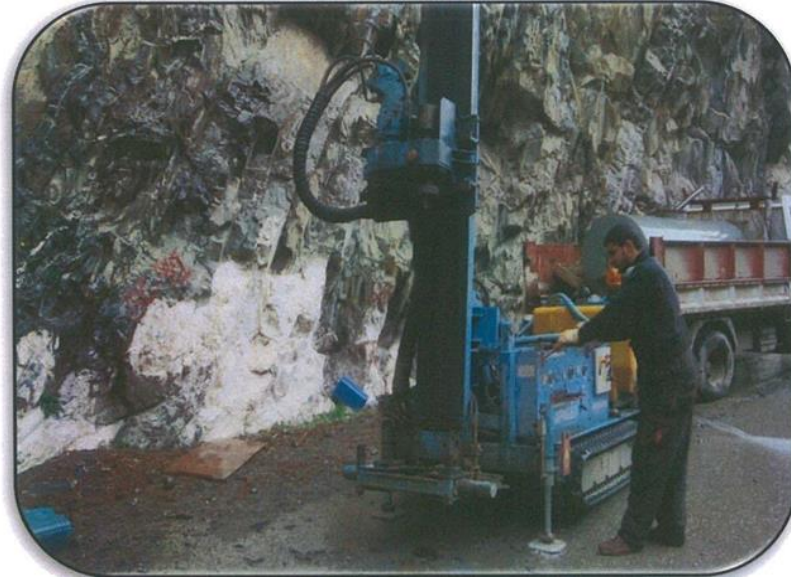


Figure IV.18: Implantation du point de sondage carotté N°1.

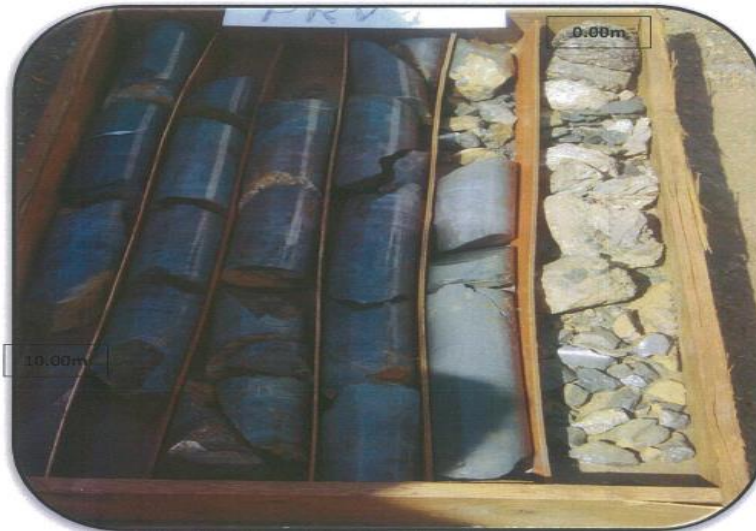


Figure IV.19: Photos des caisses du sondage carotté N°1.

Le sondage carotté N°1 est implanté au droit de l'ouvrage de type estacade. Les coordonnées du sondage sont:

$$X = 358937,605$$

$$Y = 730331,916$$

IV.2.1.1. les essais réalisés en laboratoire

Les résultats des essais au laboratoire sont insérés dans le tableau IV3:

Tableau IV.3: Les résultats des essais réalisés en laboratoire sur le sondage N°1.

SC N°1	3 m	6 m	9 m
La teneur en eau (%)	0,25	0,13	0,16
La densité sèche (T/M ³)	2,68	2,71	2,70
La densité humide(T/M ³)	2,70	2,71	2,70
Résistance à la compression (MPa)	42	83	44
La teneur en carbonate (%)	61	60	40

Interprétation:

- ces formations ont donné des densités sèches et humides moyenne.
- les teneurs en eau obtenus sont très faibles.
- les résultats des essais à la compression simple ont donné des valeurs de R_c importantes.
- ces essais sont réalisés sur des échantillons dont l'élanement (H/d) est de 2 et de diamètre supérieur à 50mm.
- les analyses chimiques ont donné des teneurs en carbonate entre 40 et 60% traduisant des formations marneuses.

IV.2.1.2. Détermination du Rock quality Designation (RQD)

Les carotte prélevées dans le sondage carotté N°1 ont prouvé la qualité de la roche suivante:

Tableau IV.4: Qualité de la roche, RQD SC N°1.

Numéro de sondage	Profondeur (m)	RQD (%)	Observation
SC N°1	0,00 – 3,00	<25	Très mauvais
	3,00 – 8,00	~75	Moyenne - bonne
	8,00 – 10,00	~25	Mauvais
	La moyenne	41.66	Mauvais

Le sondage a recoupée un massif calcaire marneux plus au moins fracturé avec un RQD moyen de 41.66% traduisant un massif de qualité moyenne.

IV.2.2. Portail Sud (SC N°2)



Figure IV.20: Implantation du point de sondage carotté N° 2

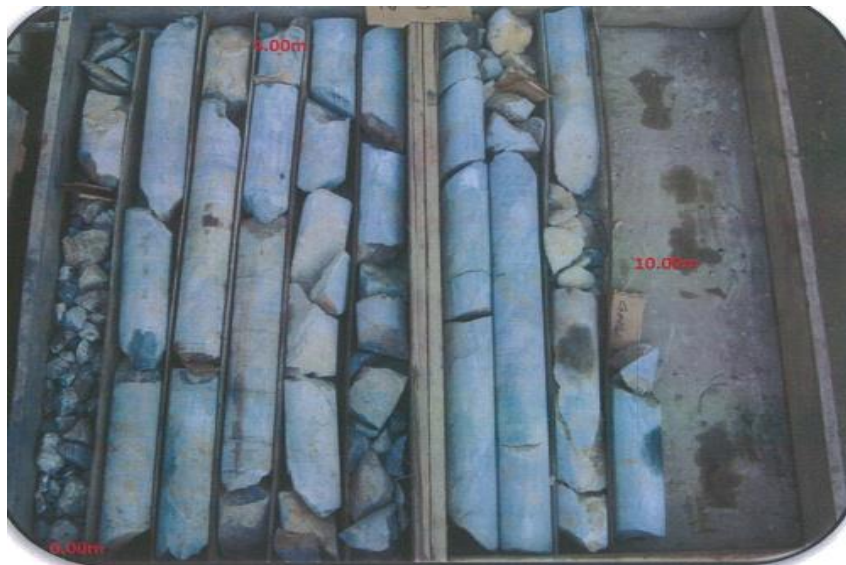


Figure IV.21: Photos des caisses du sondage carotté N° 2

Le sondage carotté N°2 est implanté au droite de l'ouvrage de type estacade, les coordonnées du sondage sont:

$$X = 359342,620$$

$$Y = 730364,616$$

IV.2.2.1. Les essais réalisés en laboratoire

Les résultats des essais au laboratoire sont insérés dans le tableau IV.5:

Tableau IV.5: Les résultats réalisés en laboratoire sur la carotte N°2.

SC N°2	3 m	6 m	9 m
Teneur en eau(%)	0,65	0,42	0,67
Densité sèche(TM³)	2,68	2,68	268
Densité humide TM³)	2,70	2,69	2,70
Résistance à la compression(MPa)	47	42	40
Teneur en carbonate(%)	56	60	76

Interprétation:

- ces formations ont donné des densités sèches et humides moyenne.
- les teneurs en eau obtenus sont très faibles.
- les résultats des essais en compression simples ont donné des valeurs de Rc élevées.
- ces essais sont réalisés sur des échantillons dont l'éclatement (H/d) est de 2 et de diamètre supérieur à 50mm.
- les analyses chimiques ont donné des teneurs en carbonate de l'ordre de 56.60 traduisant des formations marneuses à marno-calcaire.

IV.2.2.2. Détermination du Rock Quality designation (RQD)

Les carottes prélevées dans le sondage carotté N°2 ont révélé la qualité de la roche suivante:

Tableau IV.6: Qualité de la roche, RQD (SC N°2).

N° de sondage carotté	Profondeur(m)	RQD	Observation
SCN°2	0,00 – 2,00	58,5	Moyenne
	2,00- 4,00	71,5	Bonne
	4,00 – 6,00	47,5	Mauvais
	6,00- 8,00	72,75	Bonne
	8,00 – 10,0	20,5	Très mauvais
	Moyenne	54,15	Moyenne

Le sondage a recoupé un massif marno-calcaire plus au moins fracturé avec un RQD moyen de 54.15 %, traduisant un massif de moyenne qualité.

IV.3. Classification d'un massif (tunnel 4) selon le RMR

À partir des observations sur site et des résultants des sondages carottés, on a classifié les matériaux du terrain, cette classification présente deux typologies de roche; roche calcaire et roche calcaire fissuré. À cet effet on a calculé le RMR pour les deux classifications.

IV.3.1. Classification de Bieniawski (RMR) au portail Nord

➤ Cas de calcaire :

Les résultats de la classification géomécanique de Bieniawski de portail nord cas de calcaire sont présentés sur le tableau IV.7 :

Tableau IV.7: La classification de RMR pour la roche calcaire au portail Nord.

Paramètre	Valeur	Note
Résistance à la compression de la roche intacte	83	7
RQD	72	13
L'espacement des joints	< 0,06 m	5
Nature des joints	< 1mm épontes faiblement altérées	25
Venue d'eau (débit sur 10m)	Aucune venue d'eau	15
Pression d'eau	0	
Hydrogéologie	Complètement sec	
Le facteur d'ajustement B		-12
La valeur de RMR		53
Classe de la roche		3 (Roche moyen)
Temps de tenue moyenne		1 semaine pour une portée de 5 m

➤ Type de soutènement recommandé :

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

Tableau IV.8: Le type de soutènement selon RMR calculé pour la roche calcaire.

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

➤ Cas de calcaire fissuré :

Les résultats de la classification géomécanique de Bieniawski de portail Nord cas de calcaire fissuré sont présentés sur le tableau IV.9:

Tableau IV.9: La classification de RMR pour la roche calcaire fissurée au portail Nord.

Paramètre	Valeur	Note
Résistance à la compression de la roche intacte	43	4
RQD	< 25	3
L'espacement des joints	< 0,06 m	5
Nature des joints	< 1 mm épontes faiblement altérées	25
Venue d'eau (débit sur 10 m)	Aucune venue d'eau	15
Pression d'eau	0	
Hydrogéologie	Complètement sec	
Le facteur d'ajustement B		-12
La valeur de RMR		40
Classe de la roche		4 (roche médiocre)
Temps de tenue moyenne		10 h pour une portée de 2,5m

➤ **Type de soutènement recommandé :**

Le type de soutènement recommandé selon le RMR pour le calcaire est décrit dans le tableau IV.10:

Tableau IV.10: Le type de soutènement recommandé pour la roche calcaire fissuré au portail Nord.

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

IV.3.2. Classification de Bieniawski au PK 6+280

➤ **Cas de calcaire :**

Les résultats de la classification géomécanique de Bieniawski de PK 6+280 cas de calcaire sont présentés sur le tableau IV.11:

Tableau IV.11: La classification de RMR pour la roche calcaire au PK 6+280.

Paramètre	Valeur	Note
Résistance à la compression de la roche intacte	83	7
RQD	72	13
L'espacement des joints	0,2 – 0,06 m	8
Nature des joints	< 1mm épontes faiblement altérées	23
Venue d'eau (débit sur 10m)	Aucune venue d'eau	10
Pression d'eau	0	
Hydrogéologie	Humide	
Le facteur d'ajustement B		-12
La valeur de RMR		49
Classe de la roche		3 (Roche moyen)
Temps de tenue moyenne		1 semaine pour une portée de 5m

➤ **Type de soutènement recommandé :**

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

Tableau IV.12: Le type de soutènement recommandé selon la RMR calculé au PK 6+280.

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

➤ **Cas de calcaire fissuré :**

Les résultats de la classification géomécanique de Bieniawski de PK 6+280 cas de calcaire fissuré sont présentés sur le tableau IV.13 :

Tableau IV.13: La classification de RMR pour la roche calcaire fissuré au PK 6+280.

Paramètre	Valeur	Note
Résistance à la compression de la roche intacte	43	4
RQD	< 25	3
L'espacement des joints	0,2 – 0,06 m	8
Nature des joints	< 1 mm épontes faiblement altérées	23
Venue d'eau (débit sur 10 m)	Aucune venue d'eau	10
Pression d'eau	0	
Hydrogéologie	Humide	
Le facteur d'ajustement B		-12
La valeur de RMR		36
Classe de la roche		4 (roche médiocre)
Temps de tenue moyenne		10 h pour une portée de 2,5m

➤ **Type de soutènement recommandé :**

Le type de soutènement recommandé selon le RMR pour le calcaire fissuré au PK 6+280 est décrit dans le tableau IV.14 :

Tableau IV.14: Le type de soutènement recommandé selon le RMR calculé.

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

IV.3.3. Classification de Bieniawski au PK 6+500

➤ Cas de calcaire :

Les résultats de la classification géomécanique de Bieniawski au PK 6+500 cas de calcaire sont présentés sur le tableau IV.15:

Tableau IV.15: La classification de RMR pour le calcaire au Pk 6+500.

Paramètre	Valeur	Note
Résistance à la compression de la roche intacte	43	4
RQD	72,75	13
L'espacement des joints	0,2 – 0,06 m	8
Nature des joints	< 1mm Epontes moyennement altérée	20
Venue d'eau (débit sur 10m)	Aucune venue d'eau	10
Pression d'eau	0	
Hydrogéologie	Humide	
Le facteur d'ajustement B		-12
La valeur de RMR		43
Classe de la roche		3 (roche moyen)
Temps de tenue moyenne		1 semaine pour une portée de 5 m

➤ Type de soutènement recommandé :

Le type de soutènement recommandé selon le RMR pour le calcaire Pk 6+500 est décrit dans le tableau IV.16:

Tableau IV.16: Le type de soutènement recommandé selon le RMR calculé pour la roche calcaire au PK 6+500.

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

➤ **Cas de calcaire fissuré :**

Les résultats de la classification géomécanique de Bieniawski de PK 6+500 cas de calcaire fissuré sont présentés sur le tableau IV.17 :

Tableau IV.17: Classification de RMR pour le calcaire fissuré au PK 6+500.

Paramètre	Valeur	Note
Résistance à la compression de la roche intacte	43	4
RQD	20,5	3
L'espacement des joints	0,2 - 0,06 m	8
Nature des joints	< 1mm Epontes moyennement altérée	20
Venue d'eau (débit sur 10m)	Aucune venue d'eau	10
Pression d'eau	0	
Hydrogéologie	Humide	
Le facteur d'ajustement B		-12
La valeur de RMR		33
Classe de la roche		4 (roche médiocre)
Temps de tenue moyenne		10 h pour une portée de 2,5m

➤ **Type de soutènement recommandé :**

Le type de soutènement recommandé selon le RMR pour le calcaire fissuré au PK 6+500 est décrit dans le tableau IV.18:

Tableau IV.18: Le type de soutènement recommandé selon le RMR calculé au PK 6+500 pour la roche calcaire fissuré

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

IV.3.4. Classification de Bieniawski au portail Sud :

➤ **Cas de calcaire :**

Les résultats de la classification géomécanique de Bieniawski au portail Sud cas de calcaire sont présentés sur le tableau IV.19:

Tableau IV.19: La classification de RMR pour la roche calcaire au portail Sud.

Paramètre	Valeur	Note
Résistance à la compression de la roche intacte	43	4
RQD	72,75	13
L'espacement des joints	0,2 – 0,06 m	8
Nature des joints	< 1mm épontes faiblement altérées	23
Venue d'eau (débit sur 10m)	Aucune venue d'eau	15
Pression d'eau	0	
Hydrogéologie	Complètement sec	
Le facteur d'ajustement B		-12
La valeur de RMR		51
Classe de la roche		3 (Roche moyen)
Temps de tenue moyenne		1 semaine pour une portée de 5 m

➤ **Type de soutènement recommandé :**

Le type de soutènement recommandé selon le RMR pour le calcaire au portail Sud est décrit dans le tableau IV.20:

Tableau IV.20: Le type de soutènement recommandé selon RMR calculé au portai S pour le calcaire.

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

➤ **Cas de calcaire fissuré :**

Les résultats de la classification géomécanique de Bieniawski de portail sud cas de calcaire fissuré sont présentés sur le tableau IV.21:

Tableau IV.21: La classification de RMR pour le calcaire fissuré au portail Sud.

Paramètre	Valeur	Note
Résistance à la compression de la roche intacte	43	4
RQD	20,5	3
L'espacement des joints	0,2 – 0,06 m	8
Nature des joints	< 1mm épontes faiblement altérées	22
Venue d'eau (débit sur 10 m)	Aucune venue d'eau	10
Pression d'eau	0	
Hydrogéologie	Humide	
Le facteur d'ajustement B		-12
La valeur de RMR		35
Classe de la roche		4 (roche médiocre)
Temps de tenue moyenne		10 h pour une portée de 2,5m

➤ **Type de soutènement recommandé :**

Le type de soutènement recommandé selon le RMR pour le calcaire fissuré au portail Sud est décrit dans le tableau IV.22:

Tableau IV.22. Le type de soutènement recommandé selon le RMR calculé au portail Sud pour le calcaire fissuré.

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

IV.4. Classification du massif rocheux (tunnel 4) selon Barton

Pour calculer l'indice de Q Barton on utilise la formule suivante qui a été défini et expliqué dans le première chapitre.

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

IV.4.1. Classification de Barton au portail Nord :

Les résultats de calcul de l'indice Q sont représentés dans le tableau IV.23:

Tableau IV.23: Les résultats de Q-Barton pour le calcaire et le calcaire fissuré au portail Nord.

Paramétré	Calcaire	Calcaire fissuré
RQD	72	28
J_n	15,0	15,0
J_r	3,0	3,0
J_a	1,0	1,0
J_w	1,0	1,0
SRF	1,0	1,0
Q	14,4	5,6

IV.4.2. Classification de Barton au PK 6+280 :

Les résultats de calcul de l'indice Q sont représentés dans le tableau IV.24:

Tableau IV.24: Les résultats de l'indice Q-Barton pour le calcaire et le calcaire fissuré au PK 6+280.

Paramétré	Calcaire	Calcaire fissuré
RQD	83	43
J_n	3	25
J_r	2	2
J_a	3	3
J_w	1	1
SRF	1	1
Q	108	37

IV.4.3. Classification de Barton au PK 6+500 :

Les résultats de calcul de l'indice Q sont représentés dans le tableau IV.25:

Tableau IV.25: Les résultats de l'indice de Q-Barton pour le calcaire et le calcaire fissuré au PK 6+500.

Paramétré	Calcaire	Calcaire fissuré
RQD	72,25	20,5
Jn	3	2
Jr	3	3
Ja	2	2
Jw	1	1
SRF	1	1
Q	52,18	15,37

IV.4.4: Classification de Barton au portail sud :

Les résultats de calcul de l'indice Q sont représentés dans le tableau IV.26:

Tableau IV.26: Les résultats de l'indice de Q-Barton pour le calcaire et le calcaire fissuré au portail sud.

Paramétré	Calcaire	Calcaire fissuré
RQD	72,75	20,5
Jn	15	15
Jr	3	3
Ja	1	1
Jw	1	1
SRF	1	1
Q	14,55	4,1

IV.5. Calcul du GSI (Geological Strength Index)

IV.5.1: Calcul du GSI au portail Nord PK 6+000 à 6+100

➤ pour les roches calcaires

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

$$RMR' = 7 + 13 + 5 + 25 + 15 \text{ (voir le tableau IV.7)}$$

$$RMR' = 65$$

On a trouvé:

$$RMR' > 23$$

Alors :

$$GSI = RMR' - 5$$

$$GSI = 65 - 5$$

$$GSI = 60$$

➤ pour les calcaires fissurés

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

$$RMR' = 4 + 3 + 5 + 25 + 15 \text{ (voir le tableau IV.9)}$$

$$RMR' = 52$$

On a trouvé :

$$RMR' > 23$$

Alors:

$$GSI = RMR' - 5$$

Donc:

$$GSI = 52 - 5$$

$$GSI = 47$$

IV.5.2: Calcul du GSI au PK 2+280 (centre de tunnel).

➤ pour la roche calcaire

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

$$RMR' = 7 + 13 + 8 + 23 + 15 \text{ (voir le tableau IV.11)}$$

$$RMR' = 66$$

On a :

$$RMR' > 23$$

Alors:

$$\text{GSI} = \text{RMR}' - 5$$

Donc:

$$\text{GSI} = 66 - 5$$

$$\text{RMR}' = 61$$

➤ **pour la roche calcaire fissurée**

$$\text{RMR}' = 4 + 3 + 8 + 23 + 15 \text{ (voir le tableau IV.13)}$$

$$\text{RMR}' = 53$$

On a :

$$\text{RMR}' > 23$$

Donc:

$$\text{GSI} = \text{RMR}' - 5$$

Alors :

$$\text{GSI} = 53 - 5$$

$$\text{GSI} = 48$$

IV.5.3: Calcul du GSI au PK 6+500

➤ **pour la roche calcaire**

$$\text{RMR}' = 4 + 13 + 8 + 20 + 15 \text{ (voir le tableau IV.15)}$$

$$\text{RMR}' = 60$$

On a trouvé :

$$\text{RMR}' > 23$$

Donc:

$$\text{GSI} = \text{RMR}' - 5$$

$$\text{GSI} = 55$$

➤ **pour le calcaire fissuré**

$$\text{RMR}' = 4 + 3 + 8 + 20 + 15 \text{ (voir le tableau IV.17)}$$

$$\text{RMR}' = 50$$

On a :

$$\text{RMR}' > 23$$

Donc:

$$\text{GSI} = \text{RMR}' - 5$$

Alors:

$$\text{GSI} = 50 - 5$$

$$\text{GSI} = 45$$

IV.5.4: Calcul du GSI au portail Sud

➤ pour le calcaire

$$\text{RMR}' = 4 + 13 + 8 + 23 + 15 \text{ (voir le tableau IV.19)}$$

$$\text{RMR}' = 63$$

On a :

$$\text{RMR}' > 23$$

Alors:

$$\text{GSI} = \text{RMR}' - 5$$

Donc

$$\text{GSI} = 63 - 5$$

$$\text{GSI} = 58$$

➤ pour le calcaire fissuré

$$\text{RMR}' = 4 + 3 + 8 + 22 + 15 \text{ (voir le tableau IV.21)}$$

$$\text{RMR}' = 52$$

On a trouvé :

$$\text{RMR}' > 23$$

Alors :

$$\text{GSI} = \text{RMR}' - 5$$

Donc:

$$\text{GSI} = 52 - 5$$

$$\text{GSI} = 47$$

Tableau IV.27: les valeurs de GSI pour le calcaire et le calcaire fissuré.

L'emplacement	La valeur de GSI	
	Calcaire	Calcaire fissuré
Portail Nord	60	47
Centre de tunnel (PK 2+280)	61	48
Centre de tunnel (PK 6+500)	55	45
Portail Sud	58	47

IV. 6. Calcule les caractéristiques d'un massif rocheux selon logiciel Rock data

A partir des paramètres du critère de Résistance de Hoek et Brown, il est possible d'estimer la valeur de la cohésion et l'angle de frottement interne du critère de Mohr-Colomb, pour de différents niveaux de pression de confinement.

IV.6.1. Les résultants estimés

IV.6.1.1: Portail nord

Les résultats obtenus par rock Data sont représenté dans la figure IV.30 et les critères de Hoek-Brown e Mohr-Coulomb pour la roche calcaire au portail Nord.

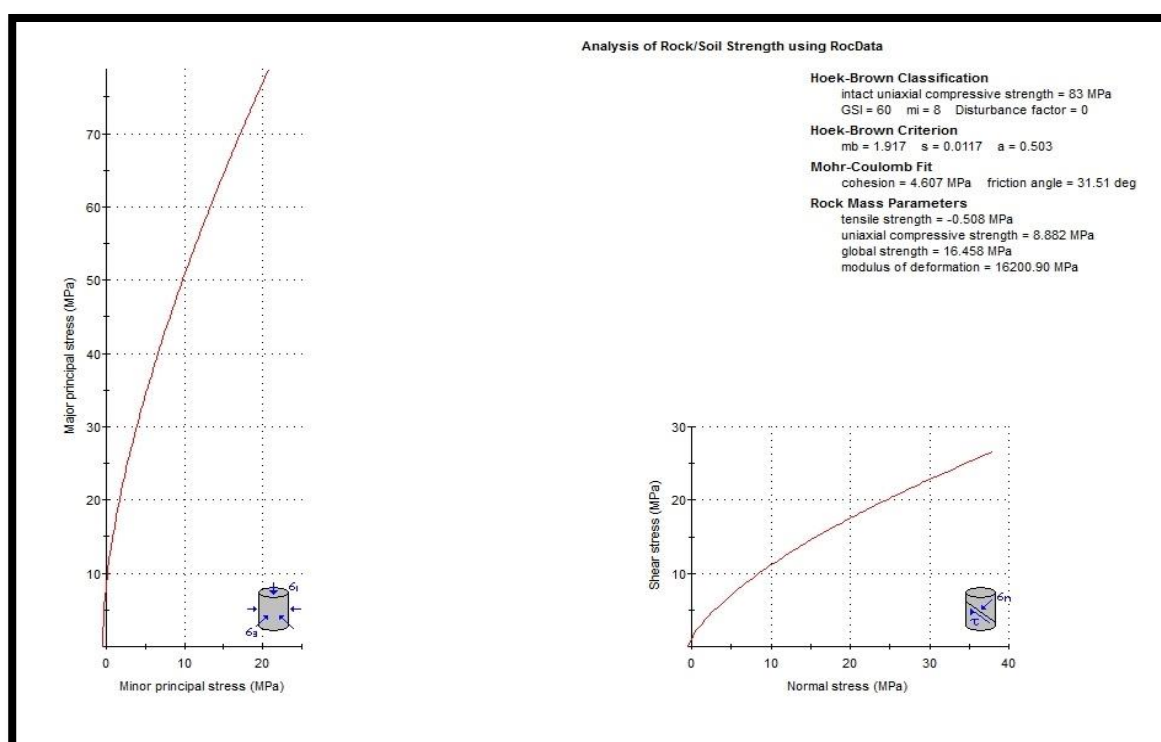


Figure IV.22: Les résultats obtenus par Rock Data pour la roche calcaire au portail Nord.

Tableau IV.28: Les critères de Hoek - Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire au portail Nord.

Classification de Hoek-Brown	
σ_{ci} [MPa]	83
GSI [-]	60
m_i [-]	8
D [-]	0
Les critères de Hoek – Brown	
m_b [-]	1,917
S [-]	0,0117
a [-]	0,503

Les paramètres de Mohr-coulomb	
C [MPa]	4,607
Φ [°]	31,51
Les paramètres de roche	
σ_{cm} [MPa]	8,881
σ_t [MPa]	0,508
E [MPa]	16200,90

Les résultats obtenus par rock Data sont représenté dans la figure IV.30 et les critères de Hoek-Brown e Mohr-Coulomb pour la roche calcaire au portail Nord

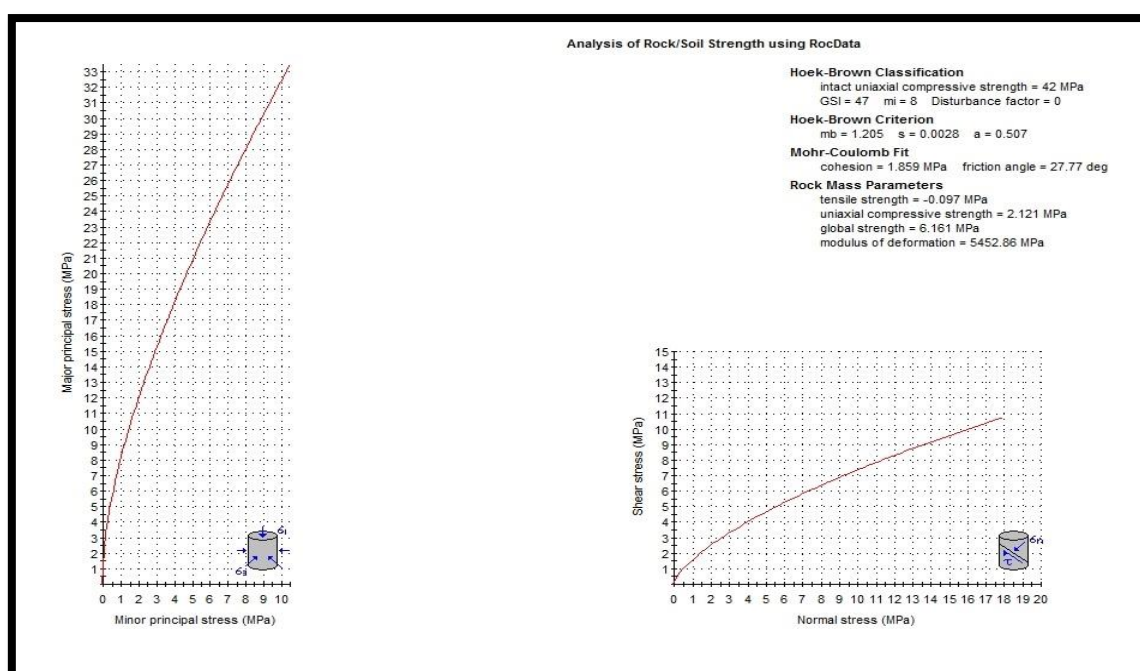


Figure IV.23: Les résultats obtenus pour la roche calcaire fissurée par Rock Data.

Tableau IV.29: Les critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire fissurée au portail Nord.

Classification de Hoek-Brown	
σ_{ci} [MPa]	42
GSI [-]	47
m_i [-]	8
D [-]	0
Les critères de Hoek – Brown	
m_b [-]	1,205
S [-]	0,0028
a [-]	0,507

Les paramètres de Mohr-coulomb	
C [MPa]	1,859
Φ [°]	27,77
Les paramètres de roche	
σ_{cm} [MPa]	2,121
σ_t [MPa]	0,097
E [MPa]	5452,86

IV.6.1.2. Les résultats obtenus au PK 6+280

➤ Cas de calcaire :

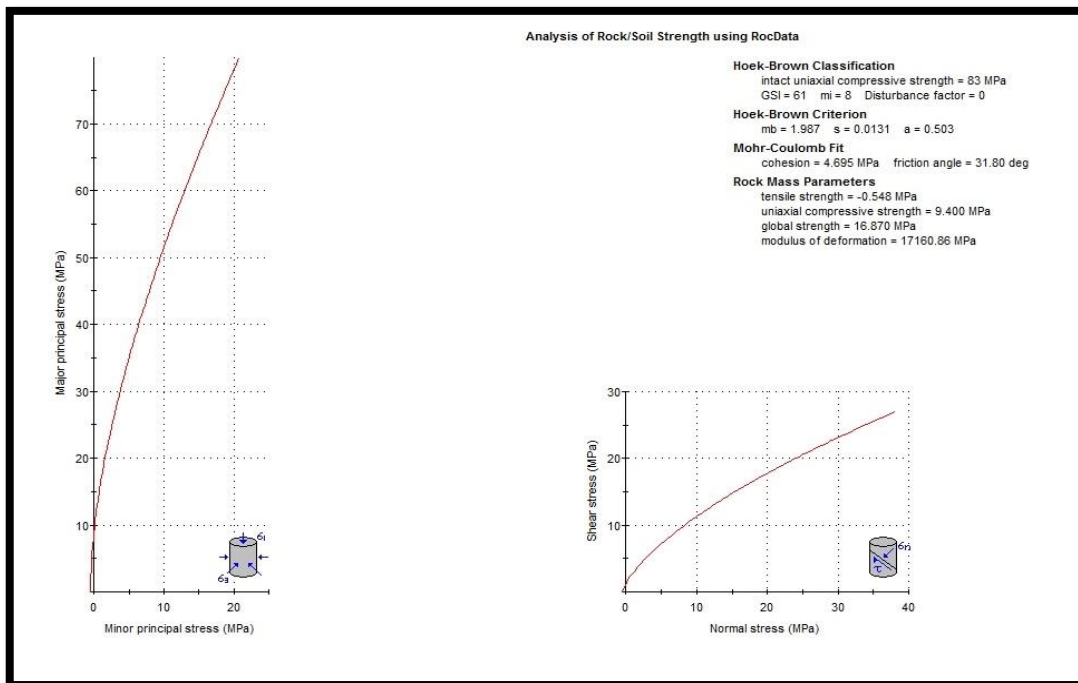


Figure IV.24: Les résultats obtenues pour la roche calcaire par Rock Data au PK 2+280.

Tableau IV.30: Les critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire au PK 2+280.

Classification de Hoek-Brown	
σ_{ci} [MPa]	83
GSI [-]	61
m_i [-]	8
D [-]	0
Les critères de Hoek-Brown	
m_b [-]	1,987
S [-]	0,0131
a [-]	0,503
Les paramètres de Mohr-coulomb	
C [MPa]	4,695
Φ [°]	31,80

Les paramètres de roche	
σ_{cm} [MPa]	9,400
σ_t [MPa]	0,548
E [MPa]	17160,86

➤ Cas de calcaire fissuré :

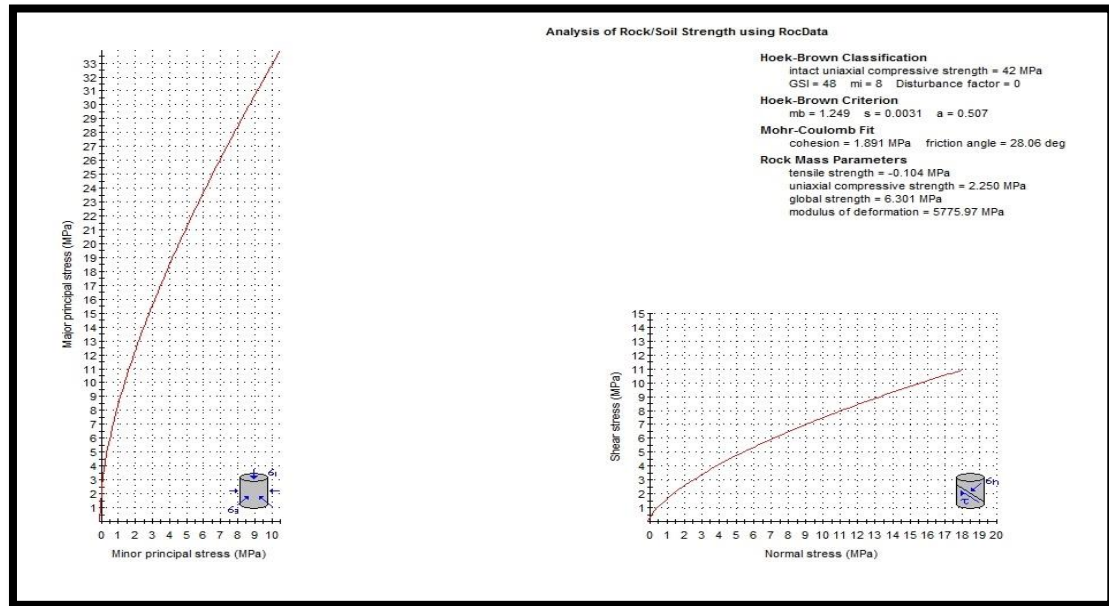


Figure IV.25: Les résultats obtenus pour la roche calcaire fissurée par Rock Data au PK 6+280.

Tableau IV.31: Les critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire fissurée au PK. 6+280.

Classification de Hoek-Brown	
σ_{ci} [MPa]	42
GSI [-]	48
m_i [-]	8
D [-]	0
Les critères de Hoek – Brown	
m_b [-]	1,249
S [-]	0,0031
a [-]	0,507
Les paramètres de Mohr-coulomb	
C [MPa]	1,891
Φ [°]	28,06
Les paramètres de roche	
σ_{cm} [MPa]	2,250
σ_t [MPa]	0,104
E [MPa]	5775,97

IV.6.1.3. Ce résultat obtenu par Rock Data au PK 6+500.

➤ Cas de calcaire :

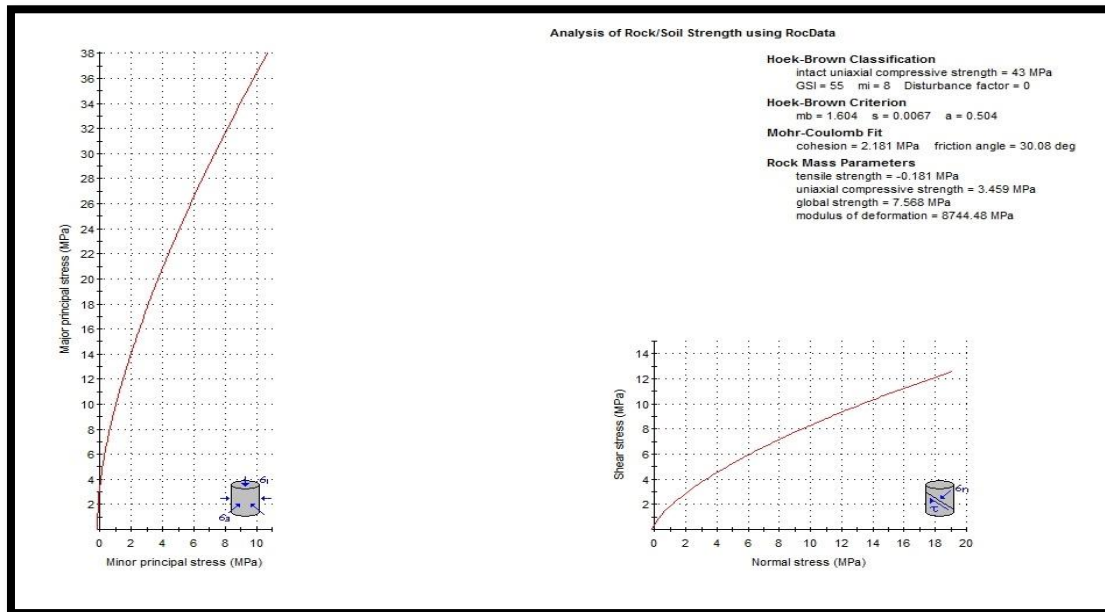


Figure IV.26: Les résultats obtenue par Rock Data pour la roche calcaire au PK 6+500.

Tableau IV.32: Les critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire au PK 6+500.

Classification de Hoek-Brown	
σ_{ci} [MPa]	43
GSI [-]	55
m_i [-]	8
D [-]	0
Les critères de Hoek – Brown	
m_b [-]	1,604
S [-]	0,0067
a [-]	0,504
Les paramètres de Mohr-coulomb	
C (MPa)	2,181
Φ (°)	30,08
Les paramètres de roche	
σ_{cm} (MPa)	3,459
σ_t (MPa)	0,181
E (MPa)	8744,48

➤ Cas de calcaire fissuré :

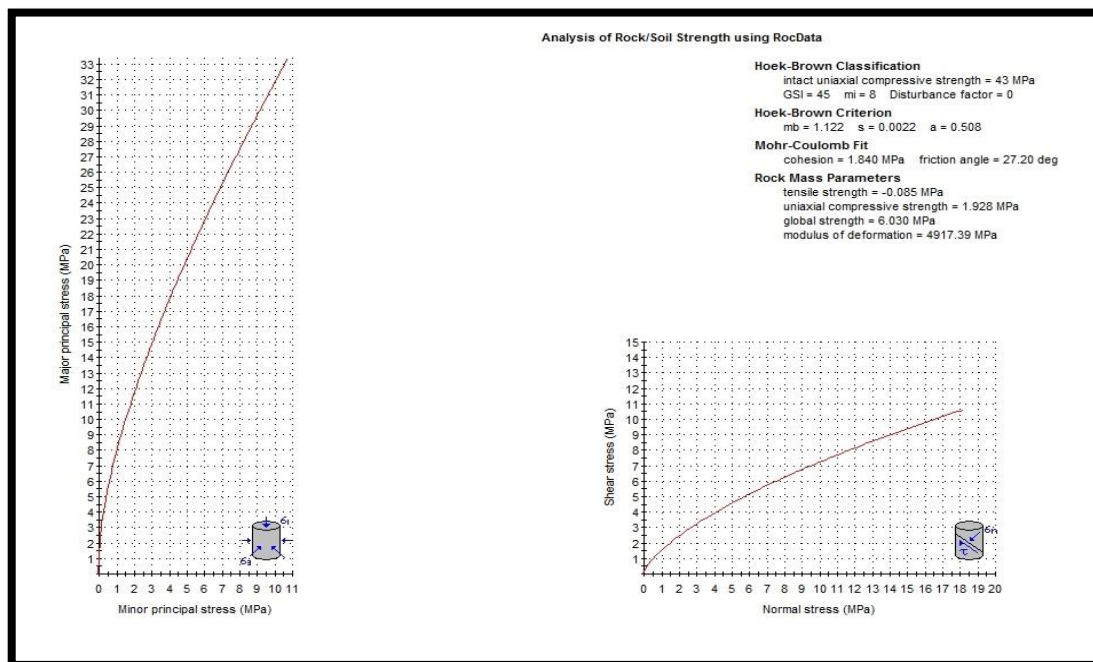


Figure IV.27: Les résultats obtenus par Rock Data pour la roche calcaire fissurée au PK. 6+500.

Tableau IV.33: Les critères de Hoek - Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire fissurée au PK. 6+500.

Classification de Hoek-Brown	
σ_{ci} [MPa]	43
GSI [-]	45
m_i [-]	8
D [-]	0
Les critères de Hoek – Brown	
m_b [-]	1,122
S [-]	0,0022
a [-]	0,508
Les paramètres de Mohr-coulomb	
C [MPa]	1,840
Φ [°]	27,20
Les paramètres de roche	
σ_{cm} [MPa]	1,928
σ_t [MPa]	0,085
E [MPa]	4917,39

IV.6.1.4. Les résultats obtenus par Rock Data au portail Sud PK 6+600

➤ Cas de calcaire :

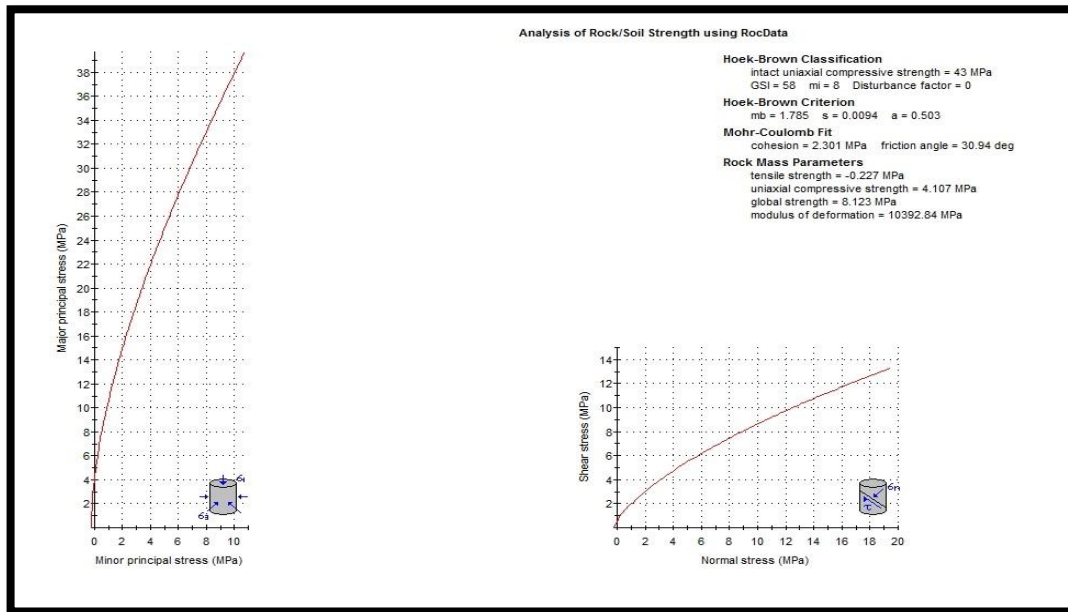


Figure IV.28. Les résultats obtenus par Rock Data au portail Sud pour la roche calcaire.

Tableau IV.34: Les critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour la roche calcaire au portail Sud.

Classification de Hoek-Brown	
σ_{ci} [MPa]	43
GSI [-]	58
m_i [-]	8
D [-]	0
Les critères de Hoek-Brown	
m_b [-]	1,785
S [-]	0,0094
a [-]	0,503
Les paramètres de Mohr-coulomb	
C [MPa]	2,301
Φ [°]	30,94
Les paramètres de roche	
σ_{cm} [MPa]	4,107
σ_t [MPa]	0,227
E [MPa]	10392,84

➤ Cas de calcaire fissuré :

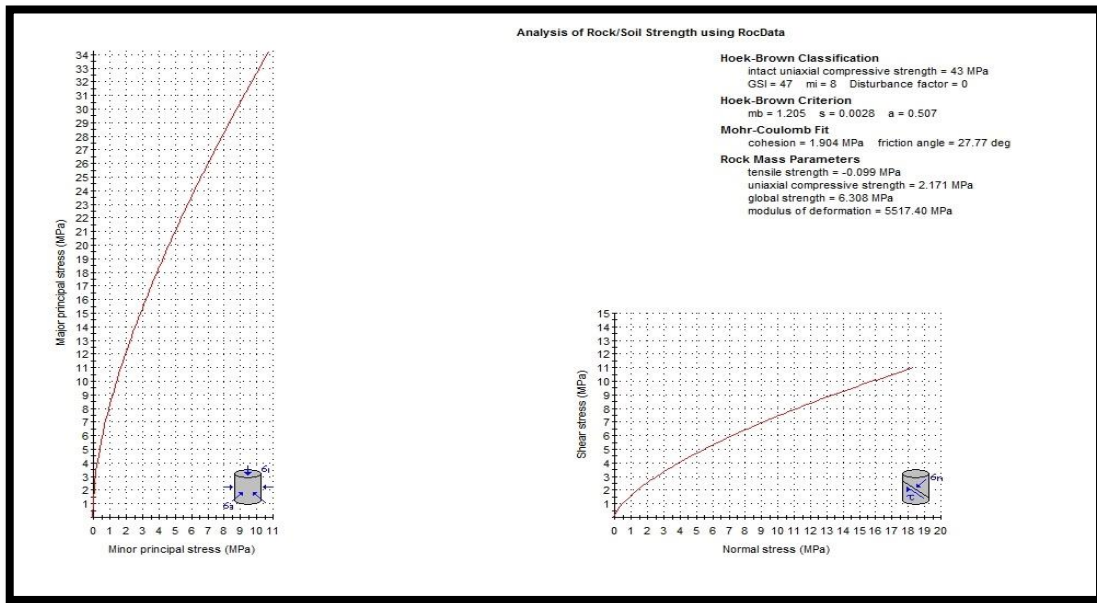


Figure IV.29: Les résultats obtenus par Rock Data pour la roche calcaire au portail Sud.

Tableau IV.35: Les critères de Hoek-Brown et Mohr-Coulomb pour les roches calcaires au portail Sud.

Classification de Hoek-Brown	
σ_{ci} [MPa]	43
GSI [-]	47
m_i [-]	8
D [-]	0
Les critères de Hoek-Brown	
m_b [-]	1,205
S [-]	0,0028
a [-]	0,507
Les paramètres de Mohr-coulomb	
C [MPa]	1,904
Φ [°]	27,77
Les paramètres de roche	
σ_{cm} [MPa]	2,171
σ_t [MPa]	0,099
E [MPa]	5517,40

Remarque:

On a remarqué que l'angle de frottement (critère de Mohr-coulomb) qui on a obtenu dans toutes les essais, est incluse dans la classe de la roche qu'on a trouvé selon le calcul de RMR, par contre la cohésion est déférentes. (Voir l'annexe A).

Conclusion et Interprétation :

D'après les résultats qu'on a obtenus selon la classification RMR de BIENIAWSKI on a :

- Cas des calcaires, la valeur de RMR indique que la classe de la roche est moyenne on opte pour un pas d'avancement de 5 m et le temps de tenue moyenne sans soutènement est d'une semaine. Et une recommandation de soutènement adéquate dans le tableau.IV.36 :

Tableau IV.36: Le type de soutènement recommandé selon le RMR calculé pour la roche calcaire

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

- Cas de calcaire fissuré, la valeur de RMR indique que la classe de la roche est médiocre ce qui nécessite un pas d'avancement de 2,5 m et de 10 h de temps de tenue moyenne. Et une recommandation de soutènement adéquate, dans le tableau IV.37:

Tableau IV.37: Le type de soutènement recommandé selon RMR pour la roche calcaire fissurée.

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

Suite à ces résultats, on peut conclure que notre massif est de classe moyenne pour la roche calcaire et médiocre pour le calcaire fissurée. On peut surtout noter que ces recommandations sont actuellement utilisées lors de creusement.

Conclusion générale

Notre travail est de classier le massif rocheux des gorges de kherrata traversée par le tunnel4 qui se trouve au niveau de Bordj Mira et Kherrata.

La classification géomécanique consiste à quantifier un massif rocheux par une note empirique décrivant sa qualité par série de termes allant d'une très bonne roche à une roche très médiocre.

Les buts principaux de ses classifications se résument comme suit :

- Estimer indirectement les propriétés mécanique à grande échelle d'un massif fracturé, en particulier son module de déformation, sa résistance à la compression simple, sa cohésion et son angle de frottement interne ;
- Estimer le temps durant lequel le massif rocheux peut tenir sans soutènement
- Donner des recommandations de soutènement du tunnel.

Dans notre étude expérimentale, nous avons étudié, par étapes toutes les procédures qui nous ont amène à atteindre le but de notre travail :

On a classifié notre massif suivant le système RMR de BIENIAWSKI: pour cela on a déterminé tous les paramètres géomécanique qui reste fiable, à partir desquelles on a trouvé que le terrain traversé par le tunnel 4 est de moyenne qualité pour les roches calcaire et médiocre pour les roches fissurée.

D'après le même système, et à partir de la classification du massif, on a déterminé le mode d'excavation (10 h pour une portée de 2,5m) et le type de soutènement qui semblaient adéquats. On a remarqué que les résultats obtenue par La classification de Q- Barton est différents par rapport à celle de RMR.

Bibliographique

- [1]. Jaques Fines, [1998], « le soutènement des galeries minière », Ecole des Mines de paris.
- [2]. Jian ZHAO, [2008], « Rock Mechanics, Mécanique des roches, Roches et Massifs Rocheux.», 1^{er} partie, EPLF-ENAC-LMR.
- [4]. BROCH et FRANKJIN, [1972]. « Int. J. of Rock Mech. And Min. Sc», pp. 669-697
- [5]. DEERE D.U. [1977]. "The shear strength of Rock joints in Theory and practice "- Rock Mech. Engng. Geol. 10, pp. 1-54.
- [6]. ZHAO Jian, [2008], « Rock Mechanics, Mécanique des Roches, Propriétés des discontinuités.», 3^{eme} partie, EPFL-ENAC-LMR.
- [7]. Jean- Louis DURVILLE et Hubert HERAUD, « Description des roches et des massifs rocheux » Document C 352, Techniques de l'ingénieur.
- [8]. Feth KITCHAH, [28 juin 2012], « Etude numérique de la stabilité d'une section du tunnel T4 de l'aurore Est-Ouest.» Mémoire Magister de l'université El Hadj Lakhdar-Batna.
- [9]. BOUVARD A, HUGONIN J. & SCHNEIDER, B. [1994] – « SCARA-BEE, - Méthode de reconnaissance des massifs rocheux-Application aux ouvrages souterrains » - Tunnel et ouvrages souterrains n°123.
- [10]. Michel Chalhoub, [2010], « massifs rocheux Homogénéisation et classification numériques.», Edition paris Tech Les Presses.
- [11]. BIENIAWSKI, Z.T, [1974], « Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling». Adv. in rock mech. 2(A): 27-32.
- [12]. Bieniawski [1989]. « Engineering rock mass classification. John Wiley and Sons», New York 251 p.
- [13]. Barton [1973]. «Review of a new shear strength criterion for rock joints». Engineering Geology. Elsevier, 7 pp. 287-332.
- [14.] Hoek et Brown [1977]. « Practical estimates of rock mass strength ». Int J Rock Mech Min Sci; 34 (8): 1165-86
- Les références bibliographie.
- [16] A. BOUVARD – LECOANET; [1992], ouvrage souterrain: « conception-réalisation-entretien », 1^{er} et 2eme Edition, presses de l'Ecole des ponts et chaussées.
- [17] François MARTIN ; BOURIAD ; Gardel et al, [janvier-2012], « mécanique des roche et travaux souterrains, cours et exercices corrigés », huitième édition.

- [18]. Ismail KERIKECH et Fouad BENARFA. [2006/2007], « Conception d'un tunnel cas de métro d'Alger », mémoire d'ingénieur de l'école national polytechnique.
- [15]. Fathi KITCHAH, [28/06/2012]; « étude numérique de la stabilité d'une section du tunnel 4 de l'autoroute est-ouest », mémoire magister de l'université EL Hadj Lakhdar-Batna.
- [19].Toufik KHAFFACHE, [2007], « modélisation du creusement d'un tunnel en milieu urbain cas du métro d'Alger » Mémoire de l'université de Abderrahmane Mira de Bejaïa.
- [20]. P. LUNARDI. [1997], Conception et exécution d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, pré-soutènement et pré-confinement (revue française de géotechnique n°80 – 3eme trimestre).
- [21]. CETU, Bron, [1998] « dossier pilote des tunnels : Génie civil/ conception et dimensionnement ». Vol. 3, Ministre de l'équipement.
- [22]. L.V. RARCEWICZ, [1964], « the new Austain tunneling Method », (water power novembre).
- [23]. AFTES, [mai – joins 1993], Recommandation relatives à l'emploi des cintres dans les ouvrages souterrain: supplément au n° 117, De tunnels et ouvrages souterrains.
- [24]. AFTES, [mai-juin. 1993], Recommandation relatives à l'emploi des cintres dans les ouvrage souterrains ; supplément au n°117 de tunnel et ouvrage souterrains
- [25]. HAZZAM. Mustapha ; [2007], « étude et calcul d'un tunnel routier », mémoire d'ingénieur d'Etat en Génie civil de l'université Abderrahmane mira de Bejaïa.
- [26]. Rapporte Géologique et Géotechnique de l'entreprise ÖZGÜN sur le tunnel 4, [2014]; projet d'aménagement des gorge de kherrata.
- .

ANNEXE A :
Définition de RMR d'après BIENIAWISKI (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	Complètement sec	Humide	Mouillé	Suintant		débitant
	Notation		15	10	7	4		0
RMR = somme des notations des paramètres 1 à 5								

Définition de RMR d'après BIENNAWSKI (1989).

B. AJUSTEMENT DE LA VALEURE DE RMR EN FONCTION DE L'ORIENTATION 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. PROPRIETES 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°

Définition de RMR d'après BIENIAWSKI (1989).

E. INDICATION S POUR LA NOTATION « NATURE DES DISCONTINUITÉ »					
Longueur des discontinuités	Aucun	< 0,1 mm	0,1 à 1 m	1 à 5 m	> 5 m
Notation	6	4	2	1	0
Ouverture des discontinuités	Aucun	< 0,1 mm	De 0,1 à 1 mm	De 1 à 5 mm	>5m
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 des discontinuités	Non altéré	Légèrement altéré	Moyennement altéré	Très altéré	Décomposé
Notation	6	5	3	1	0
Matériaux de remplissage des discontinuités	Aucun	Remplissage dur <5 mm	Remplissage dur > 5mm	Remplissage mou < 5 mm	Remplissage mou > 5mm
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 la notation du tableau précédant.					

Définition de RMR d'après BIENNIAWSKI (1989).

INFLUENCE DE L'ORIENTATION ET DU PENDAGE DES DISCONTINUITÉ POUR LA STABILITÉ DE TUNNEL			
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 de 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 de pendage		Pendage 0° à 20° et orientation quelconque : moyen	
Pendage 45° à 90° : moyen	Pendage 20° à 45° : défavorable		

Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI (1989).

Classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrages (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de Soutènement	Type	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

ANNEXE B:

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 $(3.0 \times Jn)$, (ii) pour les têtes d'accès, utiliser $(2.0 \times Jn)$	

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	
Joint discontinus	Jr = 4	Zone argileuse d'épaisseur suffisante pou empêcher le contact Zone sableuse, graveleuse ou broyée d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	Jr = 10
Joint ondulés, rugueux ou irrégulier	3		
Joint ondulés, lisses	2		
Joint ondulés, striés (lisses, luisants, polis)	1.5		
Joint plans, rugueux ou irréguliers	1.0		
Joint plans, lisses	0.5		
Joint plans, striés			
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
	Joint propre	Joint serré, recimenté	Remplissage de quarz, 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 radoucissant)	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	Surconsolidation 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/cm³	Jw = 1
Venues d'eau ou pression faibles, débouillage 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, débouillages 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
<p>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</p>		

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'argile 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, sans 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_q / 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_0 / 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

Annexa C :

Description d'un tunnel:

La figure (C.1) présente les termes couramment associés à l'excavation d'un puits ou d'un tunnel.

Le terrain se déforme à deux endroits : au front de taille on parle d'extrusion et en parois on parle de convergence.

Le front de taille est une surface plane dont le contour forme le profil du tunnel. Dans la plupart des cas, on considère que les convergences sont stabilisées après 2 diamètres en arrière du front.

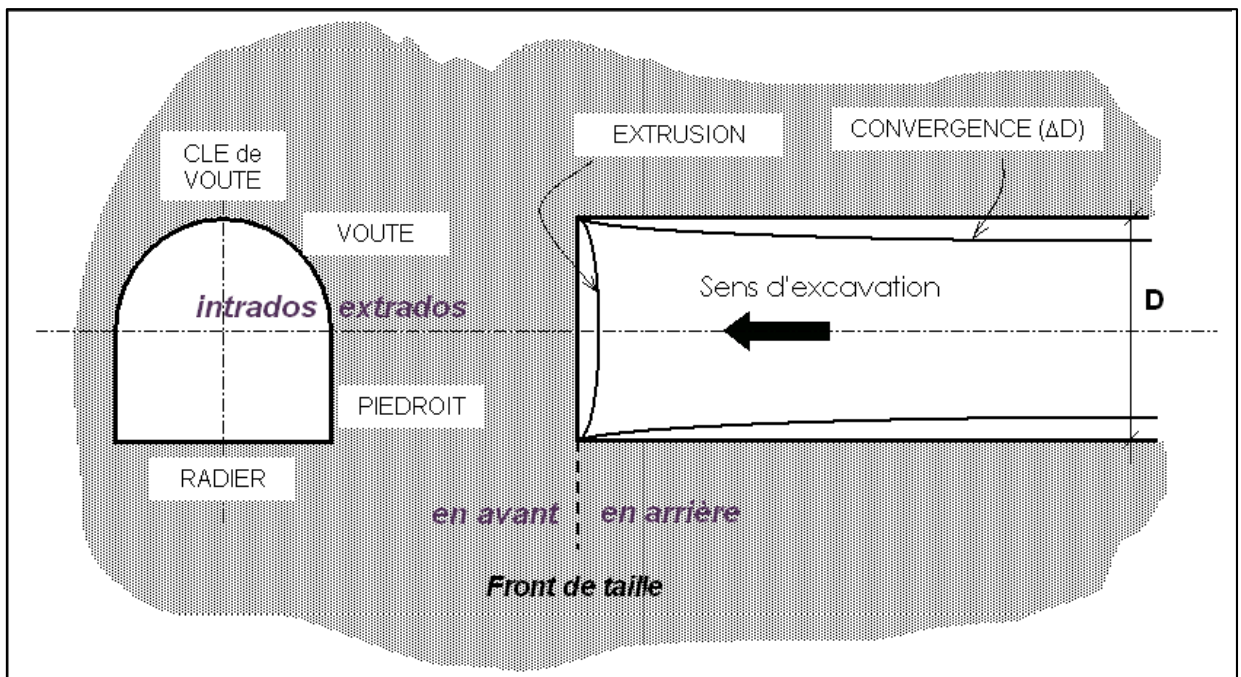


Figure C.1 : Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille.

Petit lexique :

Le lecteur trouvera ci-dessous une liste succincte de quelques termes utilisés en travaux souterrains. Concernant le domaine particulier des tunneliers, l'AFTES a publié un glossaire en trois langues particulièrement détaillé.

- **Auscultation** : instrumentation et mesure de grandeurs physiques permettant de comprendre et de maîtriser d'une part le comportement de l'ouvrage, d'autre part son incidence sur l'environnement (terrain, tunnel, ouvrages voisins).
- **Blindage** : enfilage de plaques métalliques ou de planches en bois entre les cintres de soutènement. Le blindage sert souvent de coffrage perdu lorsqu'il est accompagné d'un remplissage béton, il a également un rôle structurel de maintien.

- **Bouclier** : système de protection et de soutènement d'un tunnelier constitué le plus souvent d'un tube métallique épais à peu près du diamètre de la section excavée.
- **Cintre** : profilé métallique normalisé (IPE, HEA, HEB...) cintré selon la géométrie du tunnel et qui sert à soutenir le terrain.
- **Confinement** : application d'une pression sur les parois d'un tunnel, par le biais d'un soutènement principalement, dans le but de limiter les convergences et le déconfinement du terrain.
- **Convergence** : rétrécissement diamétral d'une section de tunnel.
- **Débouillage** : venue d'eau et/ou de matériaux meubles violente et inattendue suite à l'excavation du front de taille.
- **Déconfinement** : réorganisation des contraintes autour du tunnel, de part et d'autre du front de taille. On dit que le terrain est entièrement déconfiné lorsqu'il a atteint son équilibre final.
- **Exhaure** : évacuation des eaux qui s'infiltrent naturellement dans le tunnel ou qui sont utilisées pour les besoins du chantier.
- **Injection** : terme générique désignant les techniques de substitution et de comblement des vides dans les terrains par un coulis durcissant. Les injections ont deux utilités : augmenter la résistance et/ou étancher.
- **Marinage** : évacuation des marins issus de l'excavation.
- **Marins** : déblais formés par l'excavation d'un pas d'avancement.
- **Pas d'avancement**: longueur de terrain excavée en une seule phase.
- **Plan de tir (figure C.2)**: plan du front de taille où figurent les trous de forage, les différents retards et microretards de détonateurs, les lignes de tir pour les tirs séquentiels ainsi que les quantités d'explosifs utilisées.
- **Rameau** : galerie reliant deux ouvrages souterrains.
- **Sainte-Barbe** : Sainte patronne des mineurs et ouvriers des souterrains. Le 4 décembre, jour de sa fête, est l'occasion de nombreuses manifestations sur les chantiers de tunnels.
- **Stross** : partie inférieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section inférieure).

- **Tunnelier** : machine pleine section destinée à réaliser des tunnels, pouvant aller du creusement à la pose du revêtement final. On parle aussi de TBM (Tunnel Boring Machine).
- **Volée** : pas d'avancement d'un tunnel creusé à l'explosif. la volée correspond à la longueur de forage des trous pour les explosifs.
- **Vousoir** : écaille de béton armé préfabriquée. Plusieurs vousoirs forment un anneau, et plusieurs anneaux forment le revêtement de certains tunnels.

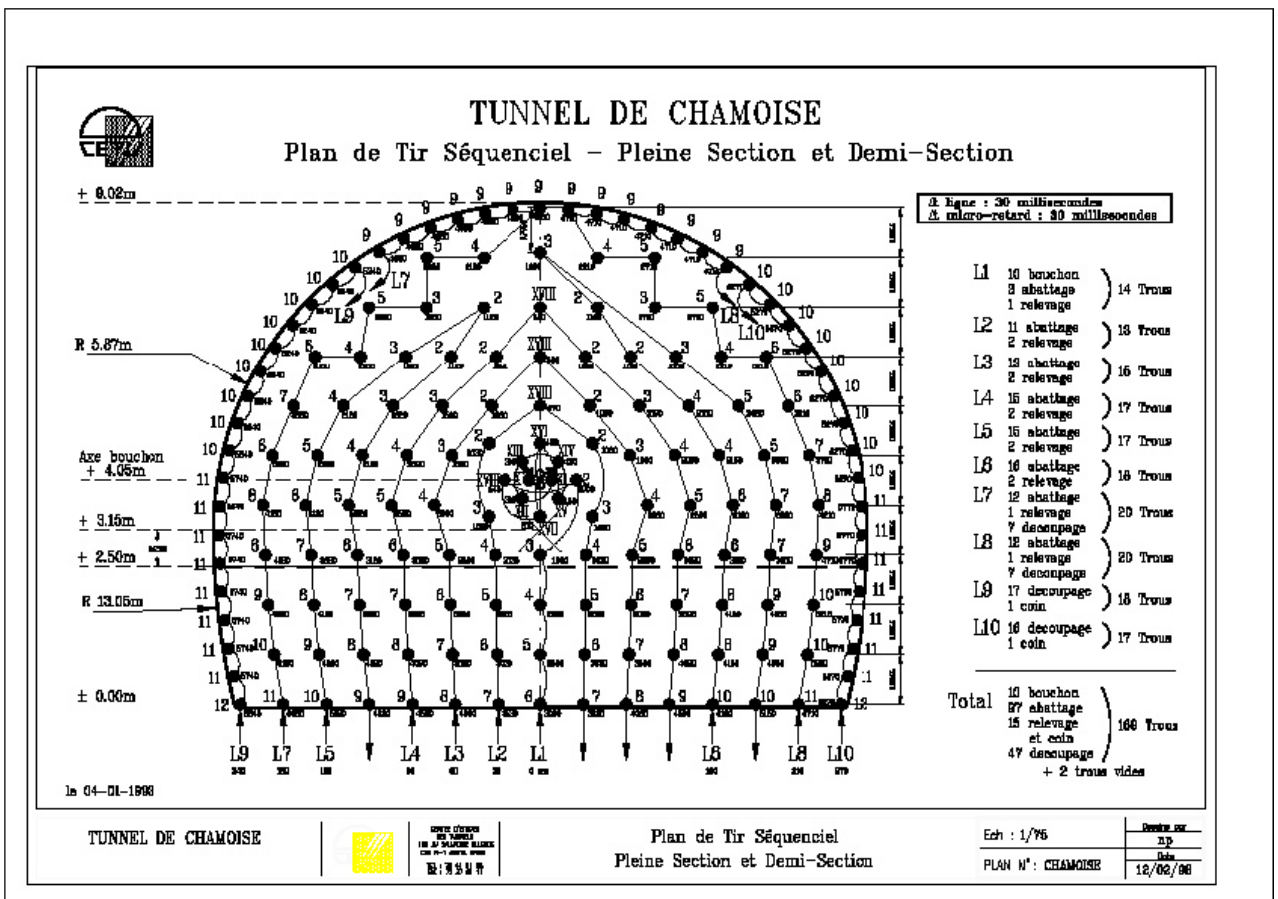


Figure C: Plan de tir ; coupe transversale d'un tunnel front de taille.

Résumé

L'importance de la classification mécanique lors de creusement d'un tunnel est d'assurer la sécurité et la stabilité.

Cette stabilité dépend de choix d'un mode de creusement et de soutènement, par conséquent la classification géomécanique est une étape essentielle pour assurer cette stabilité.

Objectif de notre travail est de classier le massif rocheux des gorges de kherrata Selon la méthode RMR et Q-Barton qui on a utilisé pour vérifier les résultats.

Enfin cette classification nous a permis d'avoir des recommandations fiables pour notre cas d'étude.

Mots clés : massif rocheux, tunnel, méthode de classification, soutènement, sondage.