

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche

جامعة جيجل

Université de Jijel



Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie
Département :des Sciences de la Terre
et de l'Univers

كلية علوم الطبيعة و الحياة
قسم : علوم الأرض و الكون

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme : Master Académique en Géologie

Option : Génie Géologique

Thème

Caractérisation géologique, géophysique et géomécanique de
la masse rocheuse du site du tunnel bitube de Texenna (jijel)

Membres de Jury

Président :Kessasra F.

Examineur :Baghdad A.

Encadrant :Kebab H.

Présenté par:

Kerroum Aissa

Ouazet Bilal

Année Universitaire 2013-2014

Numéro d'ordre (bibliothèque) :.....

REMERCIEMENT

Nous remercions tout d'abord Dieu qui nous a donné le courage et la Santé durant les années d'études.

Nous remercions notre encadrant Mr.KEBAB Hamza qui nous a entouré de ses connaissances, de sa confiance et surtout de sa gentillesse exceptionnelle, ses conseils, ses encouragements et suggestions qui ont été très utiles.

Nous remercions s'adressent aussi aux membres du jury qui ont bien voulu accepter d'examiner ce modeste travail.

Nous exprimons notre gratitude pour Mr. Mahdid pour son aide et ses conseils précieux et son temps dans l'étude géophysique

Nos vis remerciements vont également au Mr. Boukaud pour leur encouragement et ses conseils précieux .

Nos sincères remerciements s'adressent aussi au Mr.rouikha Y pour ses conseils précieux et son aide dans l'élaboration des coupes géologiques

Nous remercions très chaleureusement toute l'équipe de CTPP de la wilaya de jijel et plus particulièrement Mr. Lachhabe Brahim qui a nous autorisé l'accès Aux différents documents

Nous remercions sont aussi adressés à tous les enseignants qui ont contribués à notre formation.

Enfin, merci à toute personne qui nous a encouragé afin de Termine Ce travail.

Aissa et Bilal

DEDICACES

Tout d'abord je tiens à remercier mes très chers parents de m'avoir permis d'arriver à ce stade de mon éducation.

Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère mère et mon cher père

A mes frères AHMAD

A toutes mes sœurs

A toute ma famille

A mon binôme AISSA

A tous mes amis surtout

YASSIN FARID et IMAD

A tous mes collègues de Master II GG promotion 2013/2014

Bilal

DEDICACES

Tout d'abord je tiens à remercier mes très chers parents de m'avoir permis d'arriver à ce stade de mon éducation.

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon frère Ihsan

A ma très chère mère et mon cher père

A mes frères Houcin et Said

A toutes mes sœurs

A toute ma famille

A mon binôme Bilal

A tous mes amis surtout

Zouhir et Hassan

A tous mes collègues de Master II GG promotion 2013/2014

Aissa

Sommaire

Introduction générale

I. Introduction	1
II. Situation géographique de la région du tunnel	1
III. Présentation de la région de Texenna	2
IV. Présentation du projet	2
V. Objet et méthode de travail	4

Chapitre I : Etude géologique

I. Introduction	5
II. Cadre géologique régionale de la région du tunnel	5
II.1. Les formations du socle kabyle (domaine interne).....	5
II.1.1. Le socle Kabyle	5
II.1.2. La couverture sédimentaire.....	6
II.1.2.1. Dorsale kabyle.....	6
II.1.2.2. Les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle et les olistostromes	6
II.1.2.2.1. L'Oligo-Miocène Kabyle.....	6
II.1.2.2.2. Les olistostromes	6
II.2. Les formations du domaine des flysch	6
II.2.1. Flysch Maurétanien	6
II.2.2. Flysch Massylien... ..	6
II.3. Domaine externe.....	6
II.4. Le flysch numidien	7
II.5. Les formations du complexe volcano-sédimentaire.....	7
II.6. Les roches magmatiques	7
II.7. Les formations post-nappes	7
II.8. Les formations du Quaternaire	7
III. Géologie de la région du Tunnel bitube	8
IV. Reconnaissance géologique selon le tracé du tunnel	10
V. Aspect structural	12
V.1. Aspect de la partie occidental de la Petite Kabylie	12
V.1.1. Tectonique anté-Oligocène	12
V.2. 1. Tectonique Miocène	12
V.2. Aspect structural de la région du Tunnel.....	13

VI. Aperçu sismique.....	14
VII. Conclusion	15

Chapitre II : Etude géophysique

I. Introduction.....	16
II. Gravimétrie	16
II.1. Principe de base de la gravimétrie	16
II. 2. Calculs et corrections des anomalies gravimétriques	18
II.2.1. Calcul de la valeur absolue de la gravité	18
II.2.2. Calcul de l'anomalie de Bouguer	18
III. Investigation gravimétrique sur le site du tunnel	20
IV. Réalisation des cartes gravimétriques	20
V. Interprétation des cartes gravimétriques résiduelles.....	21
V.1. Axe lithologique	22
V.2. Axe structural	24
V.3. Axe de profondeur	25
VI. Carte gravimétrique structurale finale.....	27
VII. Carte d'anomalie finale du site du tunnel.....	28
VIII. Conclusion	29

Chapitre III : Description de la masse rocheuse

I. Introduction.....	30
II. Description de la structure de la masse rocheuse	30
II.1. Description de roche intacte	30
II.2. Caractérisation des discontinuités.....	30
II.2.1. Étude des discontinuités	30
II.2.2. Les techniques utilisées dans l'étude des discontinuités	31
II.4. L'état d'altération de la masse rocheuse.....	32
III. Description de la masse rocheuse du site du tunnel de	33
IV. Analyse et étude des discontinuités.....	34
IV.1. Étude structurale des discontinuités	34
IV.2. Espacement et fréquence des discontinuités et la taille des blocs	35
IV.3. Analyse des discontinuités	37
V. Evaluation de la perméabilité de la masse rocheuse du site du tunnel.....	38
VI. Conclusion.....	41

Chapitre IV : Classification de la masse rocheuse

I. Introduction	42
II .1 Rock Quality Designation RQD	42
II.2.Système Q.....	43
II.3.Rock Mass Rating (RMR)	42
II.4. Geological strength index GSI.....	45
III. Campagne d'investigation géotechnique sur le site	46
IV. Classification de la masse rocheuse du site du tunnel	47
IV.1. Classification de la masse rocheuse du site du tunnel par RQD	47
IV.2. Classification de la masse rocheuse selon le système Q	50
IV.3. Classification de la masse rocheuse du site du tunnel par RMR89	52
IV.4. Classification de la masse rocheuse selon le système GSI	53
V. Conclusion	54

Chapitre V : Résistance mécanique et soutènement

I. Introduction	55
II. Critère de rupture de Hoek & Brown	55
III. Résistance mécanique de la masse rocheuse du site du tunnel	56
IV. Evaluation de la déformabilité de la masse rocheuse du site du tunnel	58
V. Type de soutènement et stabilité des excavations.....	59
V.1. Selon Stand upTime.....	59
V.2. Selon RMR.....	60
V.3. Selon le système Q	63
VI. Le choix de la forme tunnel par rapport à la qualité de la masse rocheuse.....	64
VII. Conclusion.....	65

Introduction générale

I. Introduction

Le développement des voies de communication constitue un instrument incontournable de toute politique d'aménagement de territoire et de développement d'un pays. En Algérie, le trafic routier concentré au Nord, présente plus de 80% du totale du trafic routier du pays, pour cela les autorités ont décidé de réaliser l'autoroute Est-Ouest.

Certainement, la conception de l'autoroute Est-Ouest nécessite, en une importance capitale, la réalisation de pénétrantes autoroutières qui peuvent relier et assurer la fluidité entre les différents pôles économiques tel que : villes industrielles, zones industrielles, ports, aéroport...etc., ainsi la jonction entre les grands centres urbains. A ce propos, les autorités ont lancé un projet de jonction du port de Djen Djen avec l'autoroute Est -Ouest, qui est prévue au niveau de la ville d'El - Eulma.

Dans le cadre de l'aménagement de la pénétrante autoroutière, dont leur tracé va traverser une région de relief accidenté, il arrive qu'il soit peu économique et parfois même pratiquement impossible de le continuer en surface, ce qui exige de le passer parfois en souterrain. Pour cela, il est prévu de la réalisation d'un tunnel bitube aux hauteurs de la ville de Texenna à de 1,9 km de longueur environ pour chaque tube.

II. Situation géographique de la région du tunnel

Le tunnel bitube est prévu au niveau aux hauteurs de la commune de Texenna. Cette dernière se situe à environ 28km de la ville de Jijel, elle est limitée par Kaous au Nord, Erraguene et Beni-Yadjis au Sud, Ouadjana, Emir Abdelkader à l'E et Aouana, Selma Ben Ziada à l'Ouest (fig.1)



Figure1: Situation géographique du tunnel (Extrait de la carte de Jijel 1/25000)

III. Présentation de la région de Texenna :

La topographie de la commune de Texenna est fortement accidentée ; cela est dû à la présence de montagnes abruptes et de nombreux oueds et chaabets qui la traversent.

Les montagnes se présentent en deux chaînons, l'un se trouve à l'Est et l'autre à l'Ouest et son caractérisés par des altitudes qui peuvent dépasser les 1000 m. Entre les deux reliefs montagneux, il y a eu le Djebel Sendouh et le Djebel L'Maa L'Barad,

La végétation couvre une grande partie de la superficie du territoire de la commune de texenna, dont elle est présentée par : le chêne liège, le chêne zen, les oliviers...etc, sur le plan hydrologique, les précipitations varient entre 1100 et 1200mm.

IV. Présentation du projet :

Le projet de tunnel traverse le versant sud de Djebel Sendouh à la hauteur de la ville de Texanna. Il est de type bitube, de 1,9 km de longueur environ pour chaque tube. Il s'est avéré incontournable dans la section du tracé située entre le PK24 et le PK27 (fig. 2).

L'axe du tunnel suit un alignement droit sur environ 1170 m de longueur, et prend, par la suite, une courbe de 1000 m vers la gauche sur environ 660m. La couverture maximale du tunnel est de l'ordre de 270 m

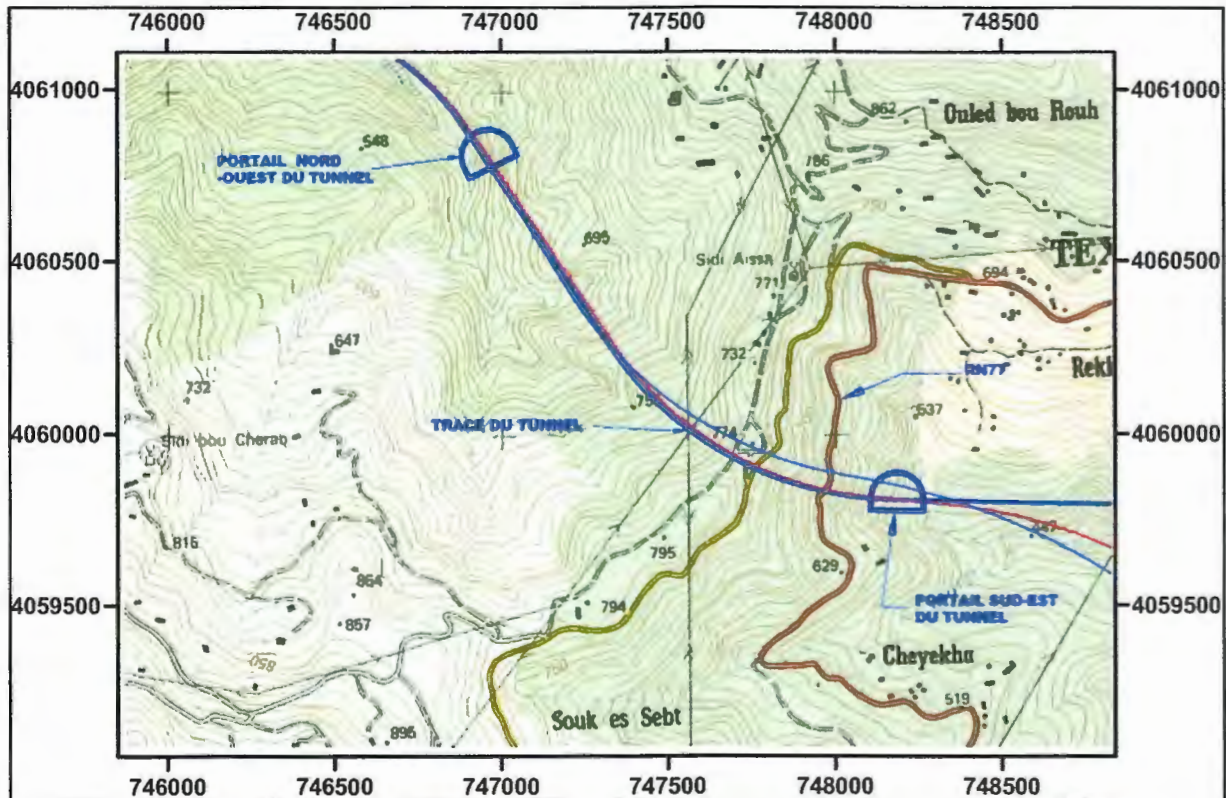


Figure 2 : Situation géographique du tracé du tunnel

Extrait de la carte topographique de Texenna NJ-31-VI-42 Ouest.

Tableau1 :Longueur du tunnel bitube

Tube	tunnel		
	Pk débit	Pk fin	Long (m)
Tube droite	Pk 24+840	Pk 26+600	1760
Tube gauche	Pk 24+820	Pk 26+580	



Photo1 :Les deux entrées de tunnel

Le profil en long du tunnel présente deux alignements droits et une pente maximale de 4%, du centre vers deux côtés. Il comporte quatre (4) communications inter-tubes, dont deux (2) galeries pour véhicules (PK 25+502 et 26+254) et deux (2) galeries pour piétons (PK 25+126 et 25+878). Aussi, deux interruptions du terre-plein central (ITPC) sont prévues à une cinquantaine de mètres environ des deux portails du tunnel, et ce afin d'assurer le basculement de la circulation en cas d'urgence.

La coupe transversale type du tunnel, ainsi que les données géométriques relatives à lui sont présentées dans (fig. 4). Elle comprend :

- Trois (3) voies dans chaque tube, d'une largeur de 3,50 m chacune
- Une (1) bande dérasée de 0,5 m de largeur de part et d'autre
- Deux (2) trottoirs de 0,75 m de largeur chacun.
- Une hauteur de 12 m
- Une ouverture de 15 m

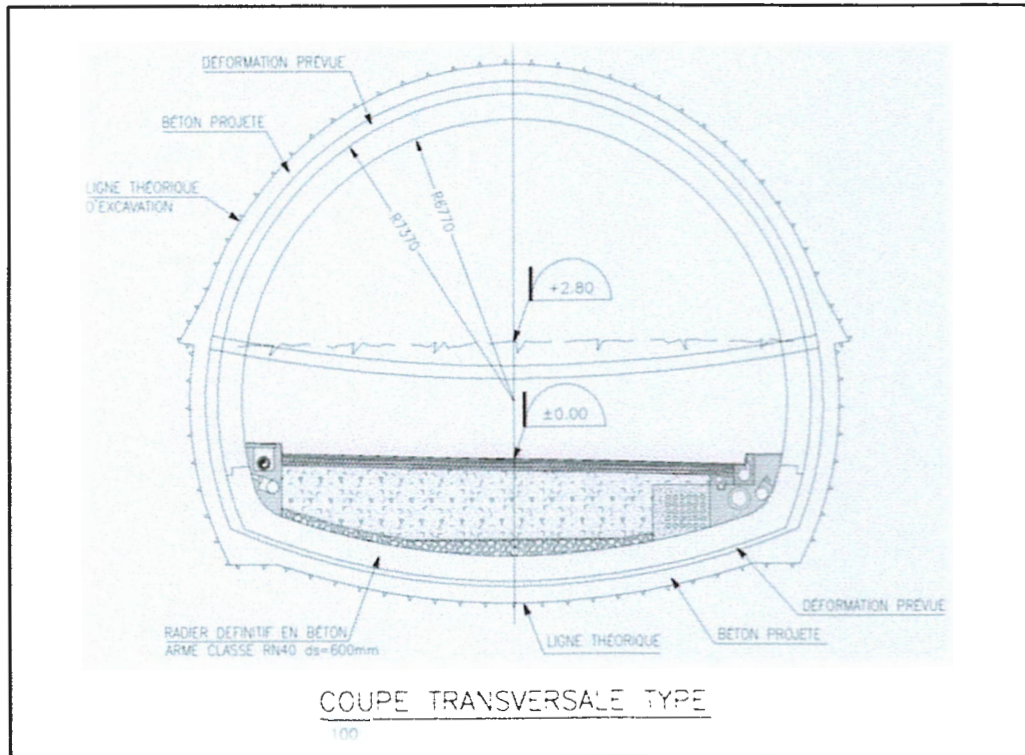


Figure 3: Coupe transversale type du tunnel

Le gabarit minimal à dégager, au niveau des voies, présente une hauteur de 5,25 m. La disponibilité de l'espace au-dessus du gabarit permet l'installation des équipements du tunnel (éclairage, ventilation, signalisations routières, etc.). Des réservations sont également prévues pour le passage des câbles (télécommunication et autres), des drains, des bouches d'incendie et des équipements d'urgence.

La section comporte un profil circulaire en voûte et piédroit d'un rayon à l'intrados de 6,77 m se refermant, dans sa partie inférieure, sur un radier contre-voûté de 18 m de rayon. La jonction entre les deux rayons précités se fait par l'intermédiaire d'un profil circulaire de 1,0 m de rayon.

V. Objet et méthode de travail :

Ce mémoire est proposé dans le but de déterminer et étudier les caractéristiques géologiques, hydrauliques et géomecaniques de la masse rocheuse encaissant du projet du tunnel bitube. Pour cela, il est organisé de la manière suivante :

- Introduction générale
- Etude géologique
- Description géotechnique de la masse rocheuse et étude des joints
- Classification géomecanique de la masse rocheuse
- Résistance et soutènement
- Conclusion et recommandations

Chapitre I

Etude géologique

I. Introduction

La connaissance du cadre géologique général, dans lequel se situe la masse rocheuse l'encaissant du tunnel en question, est nécessaire pour connaître les unités géologiques concernées par le projet, relations entre elles, principaux accidents, histoire tectonique... etc.

II. Cadre géologique régionale de la région du tunnel

La région du tracé du tunnel appartient au massif de la Petite Kabylie. Ce dernier occupe une position septentrionale dans le domaine interne de la chaîne Alpine (Wildi, 1983). En Algérie la chaîne Alpine, s'étend linéairement sur plus de mille deux cents kilomètres (1200Km), d'Ouest en Est le long du littoral méditerranéen. Cette dernière, constitue l'un des segments de la grande chaîne des Maghrébides qui s'étale sur plus de deux mille kilomètres (2000Km), allant de Gibraltar à la Calabre (Durand Delga, 1971).

Du point de vue structural, la marge Nord Algérienne est constituée par un empilement de nappes charriées sur la marge Africaine (Raoult, 1972 ; Bouillin 1977 ; Vila, 1980). Transversalement on y distingue de l'intérieur vers l'extérieur de la chaîne (Fig.5).

- Au Nord : les zones internes représentées par les roches cristallophylliennes de socle kabyle ancien paléozoïque
- Au Sud : le domaine externe de tellien sur la marge africaine
- Un domaine intermédiaire appelé le sillon des flyschs

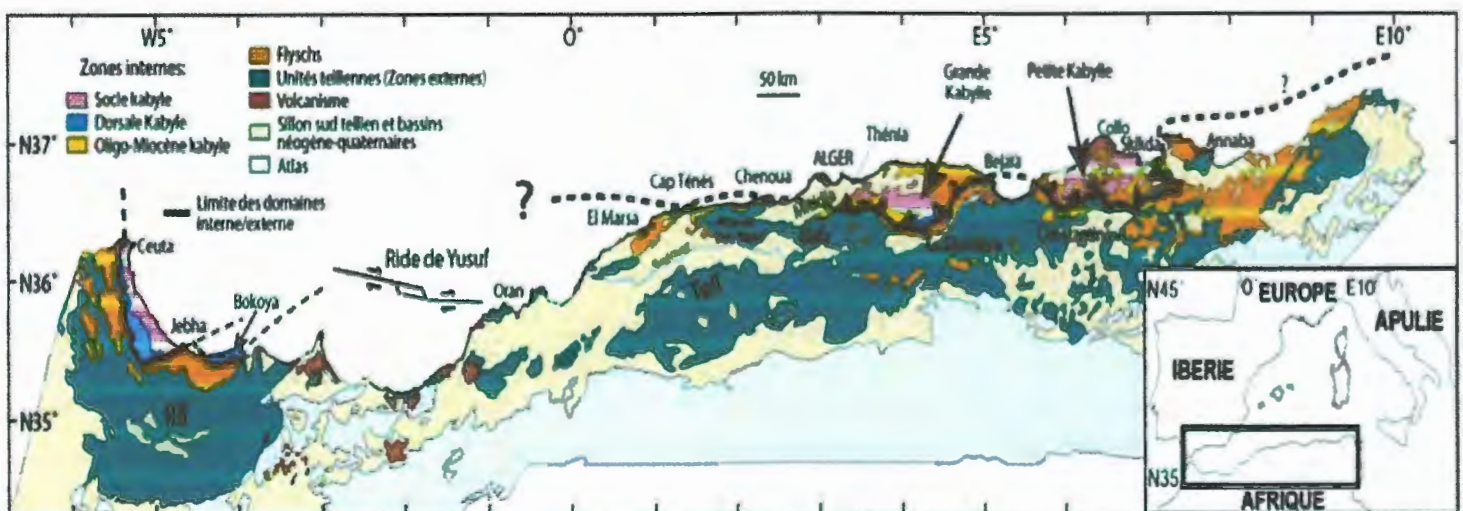


Figure 4: Position des différentes unités géologiques des Maghrébides (Domzig, 2006)

II.1. Les formations du socle kabyle (domaine interne) :

Elles comportent les formations cristallophylliennes du " socle Kabyle ", et sa couverture sédimentaire, on distingue :

II.1.1. Le socle Kabyle : il comprend deux ensembles : un ensemble inférieur gneissique et un ensemble supérieur phylladique moins métamorphique (Djellit, 1987).

II.1.2. La couverture sédimentaire

Elle comporte la dorsale kabyle, les formations de l'oligocène kabyle et les olistostromes

II.1.2.1. Dorsale kabyle

La dorsale Kabyle marque la limite entre le socle Kabyle au Nord et les zones telliennes plus externes au Sud. Elle occupe les extrémités méridionales du socle Kabyle, et montre des termes allant du Permo-Trias à l'Oligocène.

II.1.2.2. Les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle et les olistostromes

II.1.2.2.1. L'Oligo-Miocène Kabyle

Il est constitué de formations détritiques comportant trois termes : des conglomérats de base reposant en discordance sur le socle Kabyle, surmontés par des grès micacés et enfin des silexites (Raoult, 1974, Bouillin, 1977 in Djellit, 1987).

II.1.2.2.2. Les olistostromes

Ce sont des formations tectono-sédimentaires (Nappe de flysch dissocié) de nature et de taille diverses (blocs de flysch Maurétanien, Massylien et Numidien, aussi des blocs du tellien et du flysch dissocié). Ces formations olistostromiques se sont mises en place dans le bassin par glissements gravitaires (Djellit, 1987).

II.2. Les formations du domaine des flysch

Les flyschs occupent généralement une position infra-kabyle (sud-kabyle). Ils sont présents dans des structures en nappes de charriages pelliculaires chevauchant elle-même le domaine tellien au Sud.

II.2.1. Flysch Maurétanien

Ce terme a été proposé pour la première fois par Gélard (1969). Il est composé d'alternances de bancs argileux, calcaires et gréseux. La série débute par des radiolarites rouges du Dogger-Malm et se termine par des niveaux conglomératiques du Paléocène.

II.2.2. Flysch Massylien

Ce type de flysch est caractérisé par une alternance des schistes et des bancs de grès quartzitiques décimétriques, parfois centimétriques, surmontés par des micro-brèches calcaires à ciment pélitique et des marnes. Il contient par endroits à des phanites de couleur noir (Durand Delga ; 1955).

II.3. Domaine externe

Le domaine tellien correspond aux zones situées sur la paléomarge Africaine, à l'aval des zones internes qui le chevauchent. Il est lui-même charrié sur un para-autochtone représenté par les calcaires mésozoïques des massifs Bibaniques (Djellit, 1987).

II.4. Le flysch numidien

Ce flysch occupe une position structurale la plus haute dans l'édifice Alpin. il comporte de bas en haut :

- Des Argiles colorées dites «argiles numidiennes » de teinte verte, rouge ou violacée à tubotomoculum d'âge Oligocène supérieur.
- Des grès numidiens en bancs épais, à grains hétérométriques, et à dragées de quartz datés Aquitanien à Burdigalien inférieur (Durand Delga ; 1955).

II.5. Les formations du complexe volcano-sédimentaire

Les formations de C.V.S sont chevauchées vers le nord par le socle kabyle, il comporte de bas en haut (Djellit ; 1987)

- **Un ensemble basal** : il est composé d'un empilement de roches volcaniques.
- **Un ensemble sommital** : une série volcano-sédimentaire contenant des niveaux quartzo-pélitiques et des basaltes et une alternance de calcaires et des calcschistes

II.6. Les roches magmatiques

Les roches magmatiques de la Petite Kabylie sont principalement représentées par :

- Des roches basiques et ultrabasiques (péridotites, gabbros, diorites, microdiorites et dolorites) de Texenna et du Cap Bougaroun.
- Des roches volcaniques (rhyolites, trachytes, andésites, dacites, rhyodacites, pyroclastites) dans la région de Cavallo, Cap de fer, et Collo.
- Des roches granitiques (granites, microgranites, et grano-diorites) dans la région d'El-Milia, et Collo.

II.7. Les formations post-nappes

Elles reposent en discordance à la fois sur le socle Kabyle et la molasse olistostromique. Elles sont constitués de marnes bleues à miches calcaires discontinues souvent en nodules de couleur jaune ocre (Djellit ; 1987). Le pliocène est représenté par un cycle détritique argile et sable, surmonté par un conglomérat grossier.

II.8. Les formations du Quaternaire

Elles sont représentées par des alluvions récentes et des alluvions actuelles :

- Les alluvions récentes sont grossières et constituent les terrasses anciennes des vallées.
- Les alluvions actuelles sont composées d'éboulis et de brèches non consolidées.

III. Géologie de la région du Tunnel bitube

Les deux tracés du tunnel bitube sont de direction NW-SE, recoupent le versant sud de Djebel Sendouh, dont ils se passent par la région d'Ain Esabt.

La recherche bibliographique et nos sorties de terrain, nous ont permis de déterminer les formations géologiques traversées par le tunnel bitube, qui sont représentées totalement par le flysch Massylien (fig.6).

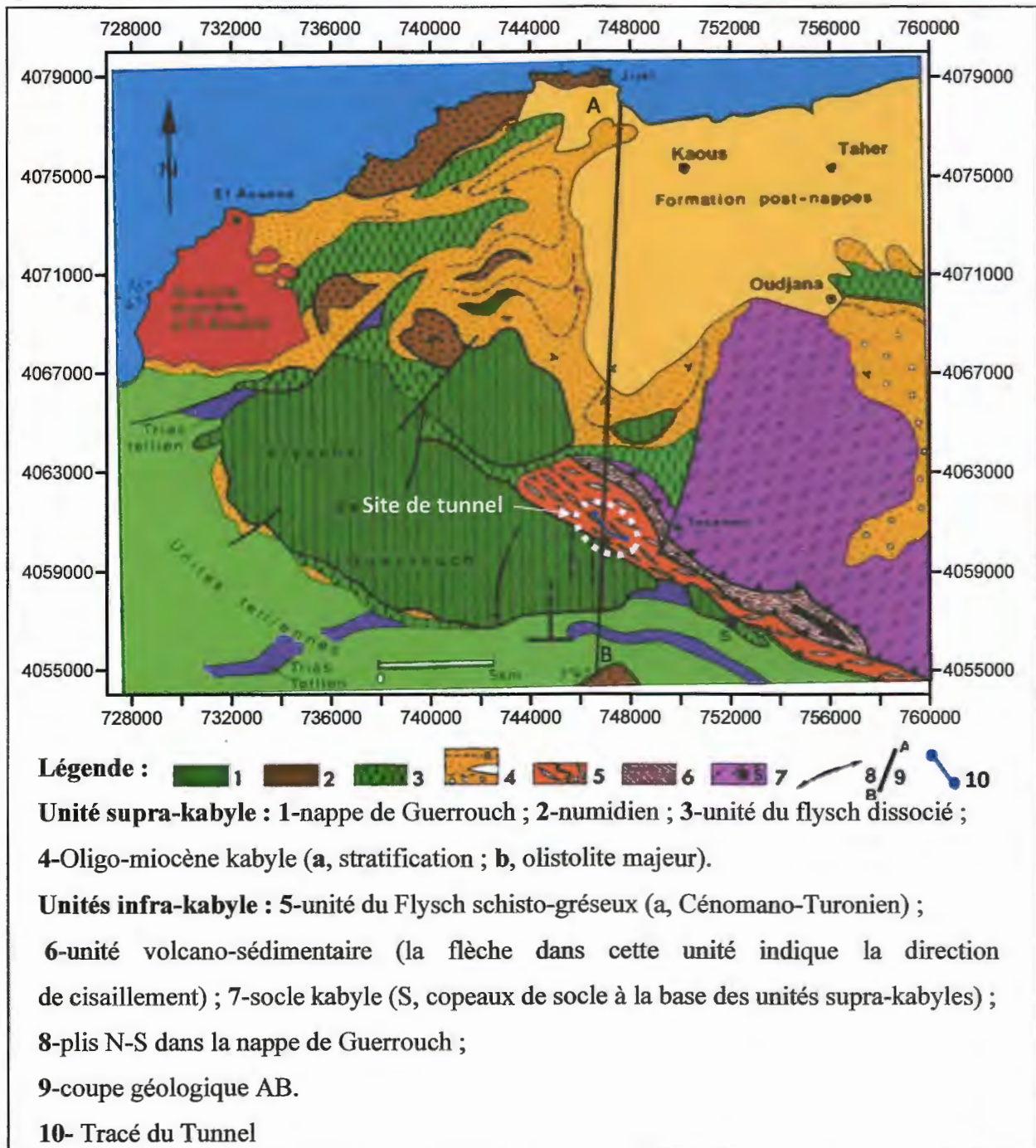


Figure 5 : Esquisse géologique de l'extrémité de la Petite Kabylie (Djellit et Anderieux, 1987)

Le flysch Massylien regroupe trois ensembles qui sont du bas en haut ((Djellit, 1987) :

- À la base, le classique « flysch Albo-Aptien » composé des argiles et de grès quartzitiques, vert-olivâtre, en barre minces (10-30cm), des grès légèrement calcaires, rossés à violacés et très localement des niveaux conglomératiques de l'Albo-Aptien.
- Ensuite vient un ensemble comprenant des marnes et calcaires fins du Vraconien, des microbrèches et des conglomérats plus ou moins silicifiés du Sénonien inférieur- moyen, des calcaires fins, noirâtres, auxquels s'associe souvent des phtanites noires du Cénomanién supérieur.
- En fin, au sommet, un flysch à marne microbréchique, sa base montre des bancs calcaires jaune à rossés à microfaunes pélagiques du Turonien-Cénomanién.

À partir de la carte de Djellit et Andrieux, nous faisons une coupe géologique de direction N-S traverse le tracé du tunnel (fig.7) suivant le trait de coupe A-B (fig.6).

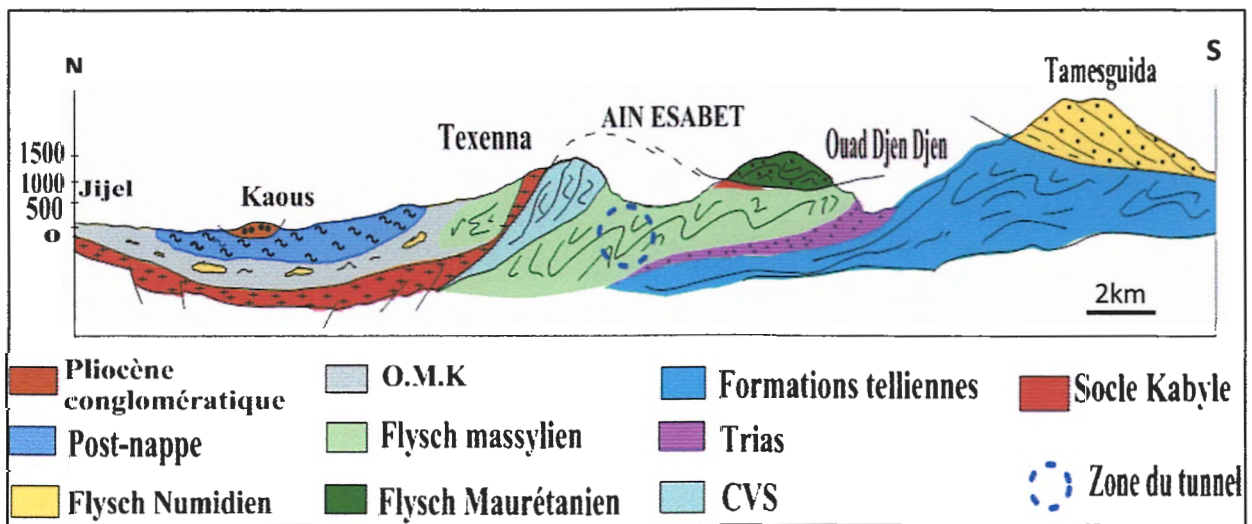
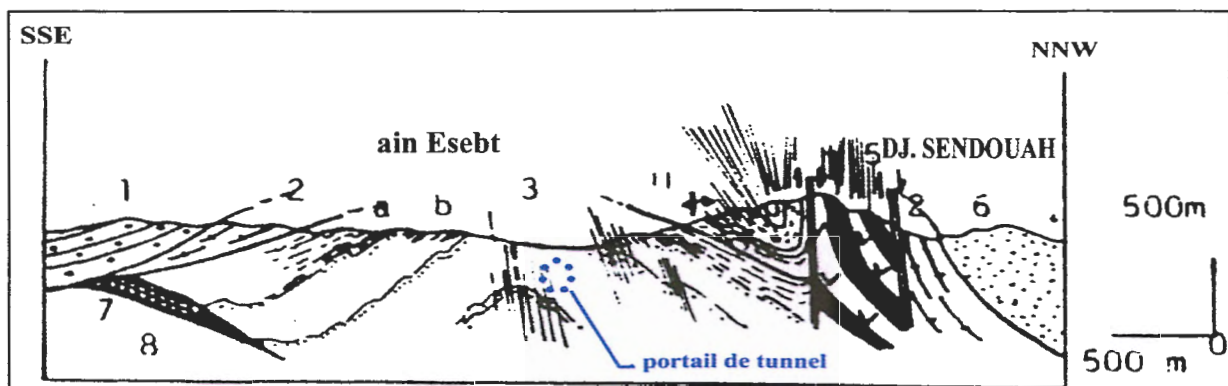


Figure 6: Coupe géologique Jijel-Tamesguida



Légende : 1. flysch de Guerrouche (néocomien-sénonien) 2. copeaux de socle (gneiss, pegmatite, marbre) 3. Flysch schisteux-gréseux (alpo-aptien) à phtanite (a) du cénomanién supérieure et à pélites et de grès alpo-aptien (b). 4. lame de flysch schistosé et plissé à faciès alpo-aptien. 5. CVS (jurassique présumé). 6. molasse à blocs de flysch (aquitano- serravallienne). 7. Argile rouge et gypse (trias). 8. Avant pays tellien marne et carbonate

Figure 7: Coupe géologique SSE-NNW du Djebel Sendouah (Texenna) (Dellite 1987).

IV. Reconnaissance géologique selon le tracé du tunnel

D'après les sorties que nous avons fait sur terrain, on a trouvé que le projet du tunnel bitube est implanté dans le niveau schisto-gréseux 'albo-aptien' du flysch Massylien.

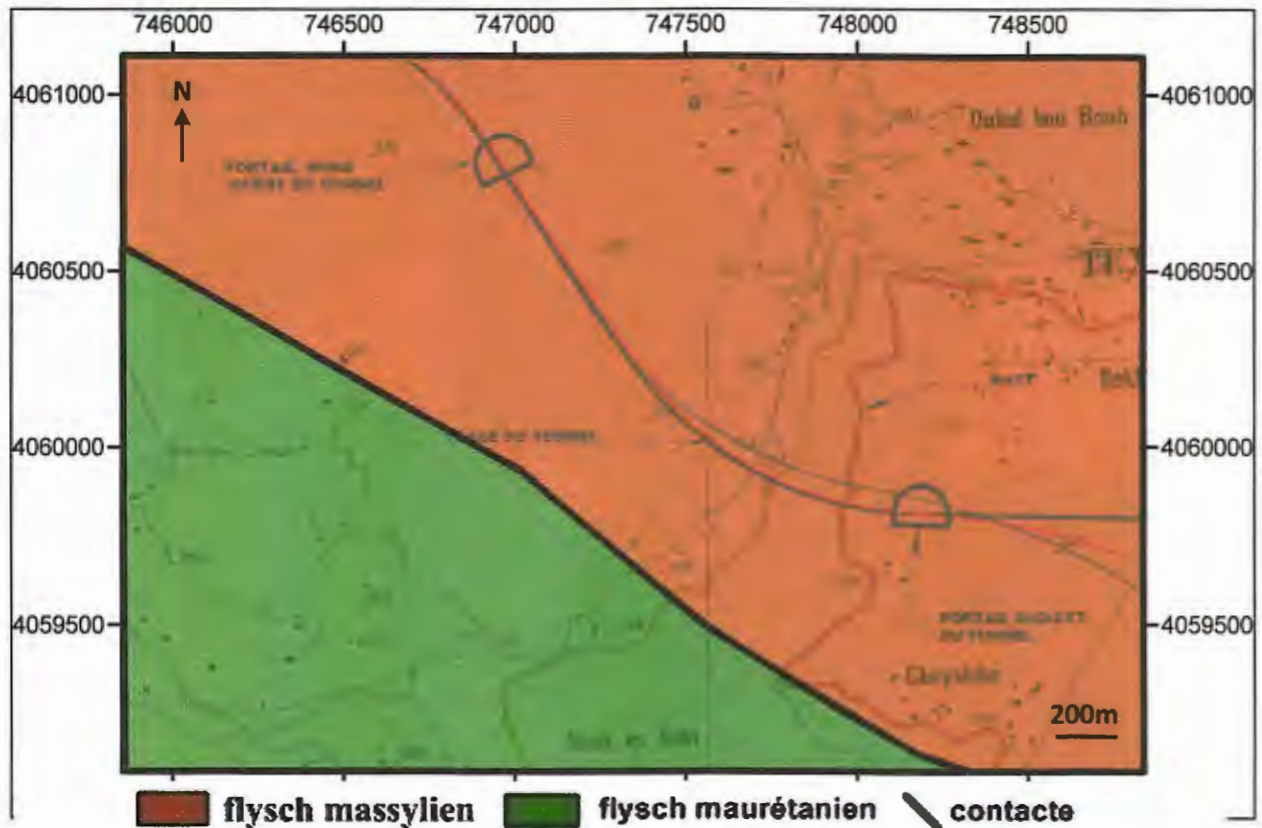


Figure 8: Carte géologique selon le tracé du tunnel



Photo2 : Photos présentant les formations du flysch schisto-gréseux

En basant sur les résultats obtenus au-dessus, nous avons pu de faire une coupe géologique parallèle à l'axe du tunnel de direction (NW-SE) (fig.11)

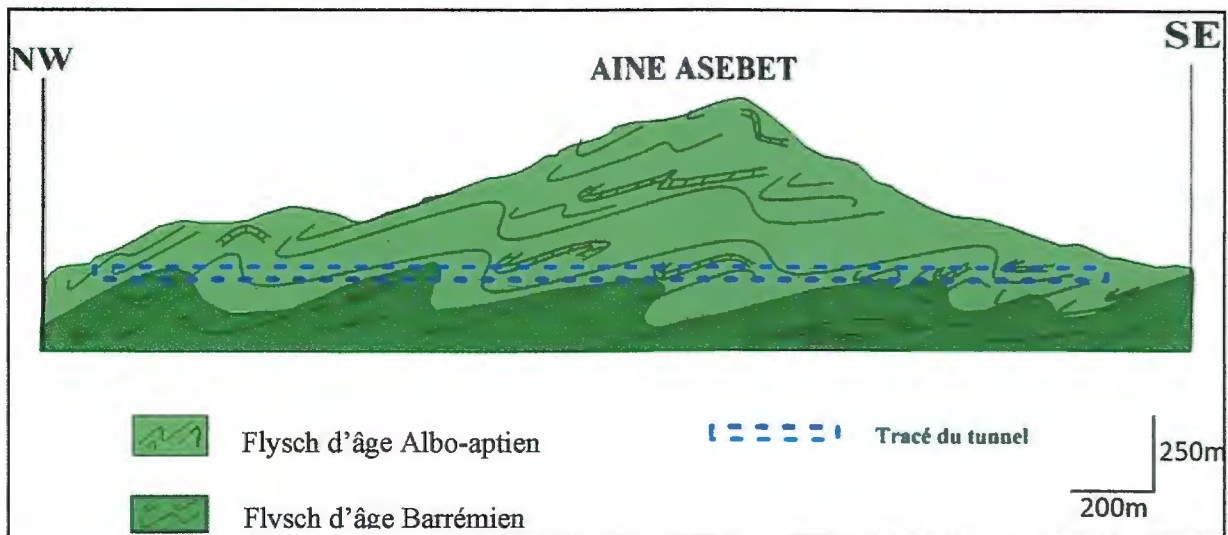


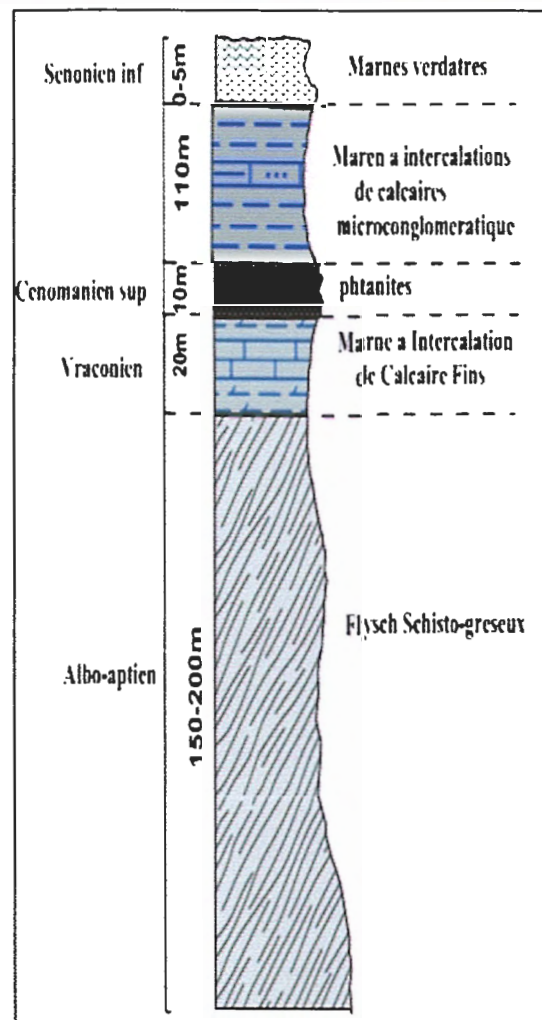
Figure 9: Coupe géologique parallèle à l'axe du tunnel

Ce flysch schisto-gréseux 'Albo-Aptien montre de bas en haut (Djellit, 1987) :

- A la base (150-200 m) un flysch fin rythmique, constitué d'une alternance d'argiles compactes schistosités (pelites) en minces niveaux (centimétriques) de couleur bleu violacé et des grès argileux également centimétriques, à grain fin homométrique, de teinte rouille à noire, très peu granoclassés. Dans cet ensemble on note :
 - des intercalations (rares) de grès calcareux à débris d'échinodermes recristallisés, de crinoïdes et des Orbitolines de l'Albo-Aptien (Durand-Delga, 1955),
 - des quartzites, localement en bancs épais (1 m), à grain fin, de teinte verte.
- Par-dessus (20 m), des marnes gris-verdâtres, consolidées, à débits feuilletés, à intercalations gréseuses micro-conglomératiques (centimétriques à décimétriques) et à passées calcareuses fines, de teinte jaune et à cassure sombre.
- Ensuite (10 m), de phtanites noires et blanches en bancs sérés, d'épaisseur centimétrique, souvent plissotées et se débitant en petits cubes à arrêtes tranchantes, renfermant des Rotalipores du Célnomanien supérieur

- Puis, des marnes (30-40 m) jaunâtres, à intercalations de calcaires microconglomératiques. Les niveaux sont attribués au Turonien (Durand-Delga, 1955).

Figure 10: Colonne lithostratigraphique flysch schisto-gréseux « Abo-Aptien »



V. Aspect structural

V.1. Aspect de la partie occidentale de la Petite Kabylie

La structuration géologique du massif de la Petite Kabylie est le résultat de plusieurs phases tectoniques :

V.1.1. Tectonique anté-Oligocène

La tectonique anté-Oligocène est particulièrement caractérisée par de grands accidents cassants d'ampleur régionale et de direction variée : Nord-Sud, Est-Ouest, Nord-Est/Sud-Ouest, et Nord-Ouest/Sud-Est.

V.2. 1. Tectonique Miocène

Cette phase tectonique s'est manifestée par des plissements, des charriages, et une reprise des rejeux de failles qui ont surtout rejouées en failles décrochantes.

Au Néogène, la tectonique est marquée par le retrait de la mer de la plus grande partie des terres émergées. Les invasions marines ne vont atteindre que des aires limitées, notamment les dépressions côtières (bassin de Jijel, bassin de Oued Zhor, El-Milia, et le bassin de Collo) où vont se déposer les marnes blues du Miocène terminal.

Les zones montagneuses immergées ont subi une intense érosion et modelage qui leur ont donnée l'aspect actuel.

V.2. Aspect structural de la région du Tunnel

Le flysch schisto-gréseux est plissé en un vaste anticlinal kilométrique, bien exprimé au Sud de Texenna d'axe NW-SW, parallèle au contact frontal majeur (fig.13), (Djellit, 1987).

- Pôles des plans de stratifications
- Zone hachurées :** plans de schistosité associés aux replis de flancs
- Axe de microplis
- - : Axe de plis mesurés

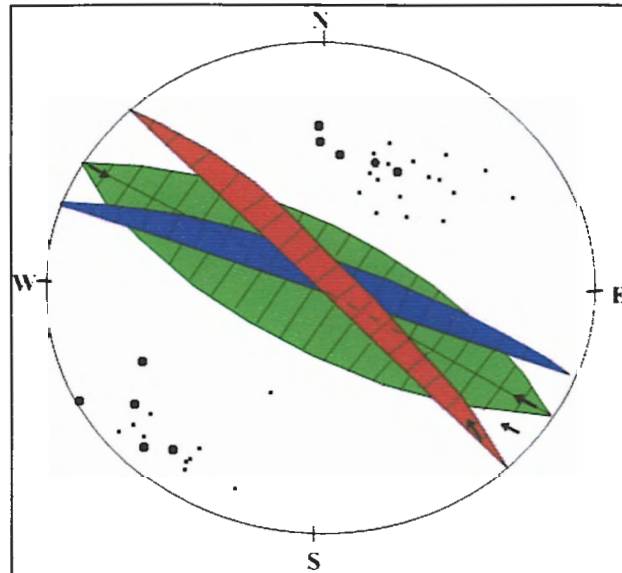


Figure 11: Diagramme des pôles, des plans de stratification, pôles des plans de schistosité et des axes de replis de flancs dans l'unité shisto-gréseuse (Djellit, 1987)

Cet anticlinal montre un flanc normal, assez développé et à nombreux replis, engagé sous le complexe volcano-sédimentaire et un flanc re-dressé, peu développé et visible uniquement entre Ain Sebt et la forêt d'El Maa Bared. Ces replis de flancs, bien dessinés par les niveaux phanitiques (Fig.10) a souvent désolidarisés au sein d'une matrice pélitique, s'accompagnent d'une schistosité de plan axial à pendage Nord-Est fort (70-80)(fig. 13) et dont la direction varie entre N110 et N140 (Djellit,1987).

Le flysch schisto-gréseux est injecté de nombreux filonnets de quartz et montre des replis de flanc normal affectés par des cisaillements tardifs décrochants sénestres selon des surfaces orientées au N 120 à pendage NE. Ces replis de flancs sont des microplis de style anisopaque et ont des amplitudes variables allant du centimètre au décimètre, exceptionnellement au mètre. La schistosité qui les accompagne est bien marquée dans les pélites mais reste toutefois discrète, voire absente, dans les niveaux gréseux. Elle est monoclinale sur le flanc nord de l'anticlinal, redressée, tantôt à pendage sud tantôt à pendage nord au centre de la structure et enfin, fortement redressée (sub- verticale) et très discrète sur le flanc sud (Djellit, 1987).

VI. Aperçu sismique

La région de Jijel est située dans une région sismique classée comme région pouvant subir des secousses supérieures à l'intensité 8.

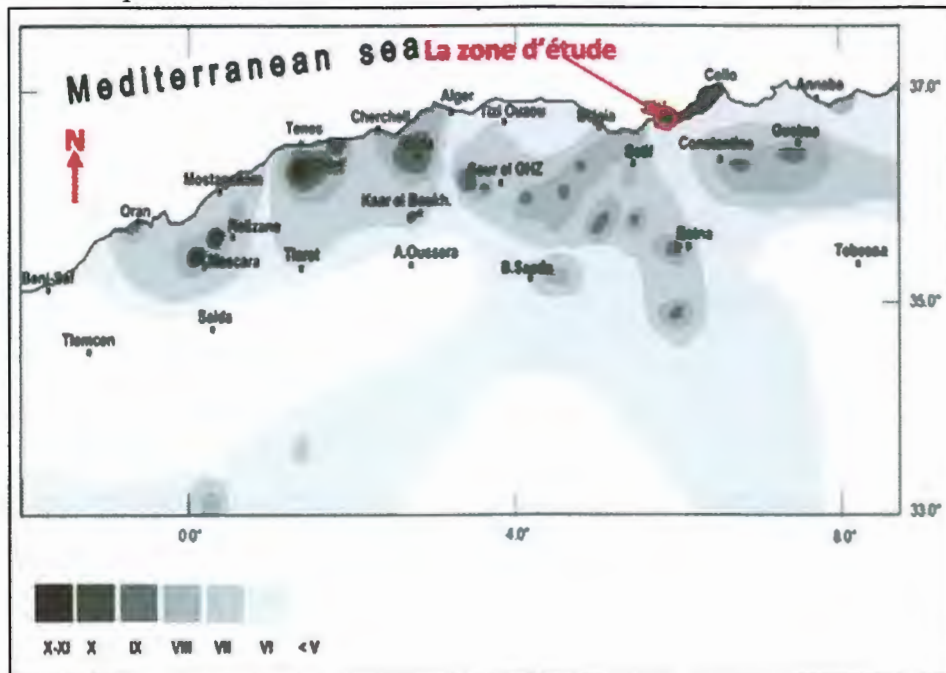


Figure 12: Carte d'intensités sismiques maximales observées dans le nord de l'Algérie

➤ **Analyse sismo-tectonique**

La carte sismique au 1/5.000.000 de la région de Jijel réalisée par le C.R.A.A.G (centre de recherche en astronomie, astrophysique, et géophysique) en 1971 montre les différents fronts des nappes de charriage, les alignements des failles majeures, et les épacentres de la région.

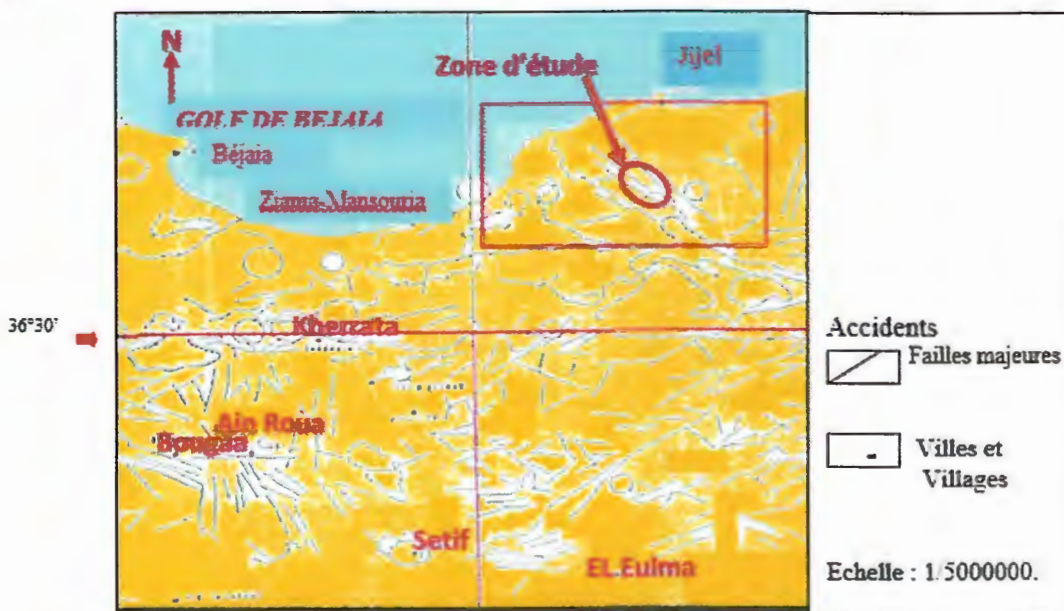


Figure 13: Contexte sismo-tectonique de la région Jijel – Bougie (C.R.A.A.G ; 1971).

La carte sismo-tectonique du (CRAAG ; 1971), (fig.15) permet de distinguer quatre grandes familles de failles qui sont :

- 1) Failles Nord Est - Sud-Ouest :** La région de Jijel, au Nord comme au Sud présente cet alignement de failles :
- L'alignement Nord, part de Jijel, traverse Kherrata et va jusqu'à l'Ouest de Bougâa (Bibans). On peut compter 8 foyers de séismes.
 - L'alignement Sud quant à lui part du Sud de Jijel pour disparaître à l'Est de Bougâa, ce dernier comptabilise 03 foyers.
- 2) Failles Nord-Ouest- Sud Est :** Le Nord - Ouest de la carte de la (fig.15) est par excellence, la région où l'on remarque un réseau très développé de failles. Cette direction privilégiée réapparaît du côté Sud-Ouest aux environs de Bougâa et Ain Roua. Ailleurs, dans la carte, cette même famille des failles existe, elle est moins dense et présente des failles de moindre importance que celles des environs de Jijel et de Bougâa.
- 3) Failles Est- Ouest :** Un axe passant par le Nord de Ziamma Mansouriah (mer) et s'étalant jusqu'au Sud de Jijel semble s'aligner sur l'axe très net Est - Ouest qui passe par Kherrata et où les foyers longent le tracé des fronts de charriages de la région. Au Sud de Kherrata, l'axe Bougâa/Ain Roua présente ce même alignement (Est- Ouest).
- 4) Failles Nord -Sud :** La zone des Bibans (Ain Roua et Amoucha) est la seule à présenter discrètement cet alignement. Kherrata et Ziamma Mansouriah situées au Nord sont dans le prolongement immédiat de ce réseau de failles

VII. Conclusion

La région d'étude est faite partie de la petite Kabylie. Elle est occupée seulement par les formations du flysch Massylien, dont le tracé du tunnel recoupe le niveau schisto-gréseux « Albo-Aptien ».

À travers de cette étude géologique, on a trouvé que les deux tracés du tunnel bitube vont traverser la même formation, dont elle est représentée par le niveau de base du flysch schisto-gréseux « Albo-Aptien ». Ce dernier est un flysch fin rythmique constitué d'une alternance d'argiles compactes schistosités (pelites) d'épaisseur environ de 150-200 m.

Néanmoins, notre étude géologique reste incomplet et incertitude dans certains points, en vue de manque des données et absence des affleurements. Pour cela, on fait rappel aux d'autres méthodes et techniques de reconnaissance tel que la géophysique, sondages,... etc,

Ces méthodes et techniques, nous a permis de faire une étude géologique plus détaillée, et par la suite la possibilité de faire une caractérisation géomécanique précise de la masse rocheuse encaissant le projet, afin d'éviter toute surprise peut apparaitre au futur pendant les travaux de creusement et réalisation du tunnel.

Chapitre II

Etude géophysique

I. Introduction

Si la géologie générale du site est mal connue, une étude détaillée peut être nécessaire, en utilisant les différents outils et méthodes de reconnaissance tel que : géophysique, sondages, puits et galeries ...etc.

La géophysique appliquée a pour but d'investiguer le sous-sol, que ce soit à l'échelle de la Terre ou à celle d'un site en utilisant des principes de physique. La diversité d'objectifs et d'échelles implique l'existence de nombreuses méthodes : gravimétrie, magnétique, sismiques, électrique, électromagnétique ... etc

Cependant l'étude géophysique a pour but de compléter, valider et vérifier les résultats obtenus par l'étude géologique. Ces mesures de géophysique seront réalisées quasi obligatoirement pour les études de tunnel, puisque leur tracé va passer dans une région boisée et caractérisée par un relief trop accidenté, surtout la partie centrale du tracé du tunnel. La méthode géophysique qui a été prévue est de type gravimétrie.

II. Gravimétrie

La gravimétrie est une méthode géophysique qui mesure la variation de la pesanteur. Cette dernière est sensible aux variations de la densité dans le sous-sol. Le traitement des mesures gravimétriques, nous permet de déterminer les paramètres géométriques et physiques des corps responsables des variations de g observé, donc de caractériser les structures géologiques présentant des variations de densité tant latérale qu'en profondeur. Alors la méthode gravimétrique est l'une des méthodes structurales de géophysique. Qu'elle permet de lier le changement du faciès géologique à une variation de densité.

II.1. Principe de base de la gravimétrie

La méthode gravimétrique se base sur trois lois principales, qui sont : la loi de Newton, accélération de la pesanteur et Potentiel gravifique.

a) Champ de pesanteur (La loi de Newton)

$$F = Gm_A m_B / r^2 \quad (1)$$

Où : F : force newtonienne ou gravitation universelle.

G : constante de gravitation universelle,

$G = 6.67 \cdot 10^{-8}$ En unités c.g.s.

r : la distance qui sépare les masses m_A et m_B .

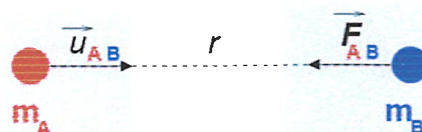


Figure14 : Les composants du champ de la pesanteur

b) Accélération de la pesanteur

Il faut appliquer une force F à une masse m pour lui faire subir une accélération d'une masse à la surface du sol s'exprime par :

$$\vec{F} = m\vec{a} \quad \vec{a} = -\frac{GM_T}{R_T^2} \vec{r} = \vec{g} \quad (2)$$

D'où : M_T est la masse de la terre ($5,977 \times 10^{24}$ kg) et R_T le rayon moyen de la terre (6370 km)

g est dite "accélération de la gravité" et vaut en moyenne 9.81 m/s^2 .

En l'honneur de Galilée, l'unité d'accélération gravitationnelle le est nommée gal, avec : $1 \text{ gal} = 1 \text{ cm/s}^2 = 10^{-2} \text{ m/s}^2$

c) Potentiel gravifique

Considérons un point de matériel de masse m , soumis à un ensemble de force

$\vec{f}_1, \vec{f}_2, \dots, \vec{f}_i$, la résultante de ces forces est donnée par la relation suivante :

$$\vec{F} = \sum \vec{f}_i = m \vec{A} \quad (3)$$

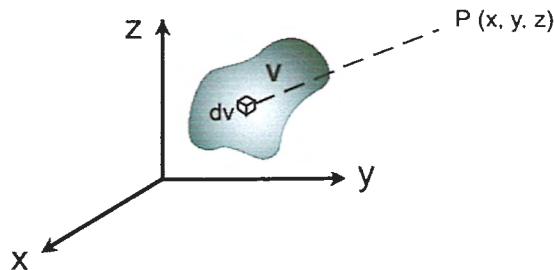


Figure 15: Effet de la force d'attraction terrestre sur un point P localisé à sa surface

Le vecteur \vec{A} est alors appelé champ gravifique ou de gravitation. Il est considéré comme la force exercée par une masse m sur une masse unité se trouvant en un point P situé à une distance r de m . La valeur de a est donnée par la relation suivante :

$$a = gm/r \quad (4)$$

II. 2. Calculs et corrections des anomalies gravimétriques

La procédure consiste à calculer la valeur de la gravité absolue, afin de calculer l'anomalie de Bouguer

II.2.1. Calcul de la valeur absolue de la gravité

La valeur absolue de la gravité est obtenue en réalisant un certain nombre de corrections, dont les corrections sont selon :

- **L'étalonnage du gravimètre** : étalonner un gravimètre consiste à connaître la loi de proportionnalité entre les lectures faites sur l'appareil et les variations de la pesanteur. Cette loi est en général linéaire, cela revient à déterminer une constante K, pour les instruments « automatique ».
- **L'effet luni-solaire** : seuls la lune et le soleil exercent des attractions significatives. Ces effets sont périodiques du fait de la rotation de la terre dans les champs gravifiques de la lune et du soleil, une conséquence bien connue est le phénomène de la marée océanique.
- **La dérive instrumentale** : Elle est modifications principalement liée aux chocs et secousses, lors des transports et des prospections dans les ressorts, aux vibrations, à l'imperfection de la stabilisation de température. Les résultats de la dérive est pour une période couvrant des jours ou même des heures. La dérive du gravimètre est répartie linéairement en fonction du temps de mesure sur toutes les stations d'un cheminement donné (Gailler, 2010). On peut calculer la dérive d'après la formule suivante :

$$D = (g_1 - g_2) - K(n_1 - n_2) \quad (5)$$

Avec : $g_1 - g_2$ deux lecture répétées dépend de la précision.

$n_1 - n_2$ L'intervalle de temps maximal entre deux lectures répétées.

Les corrections sont faites à chaque fois ; quand on prend les mesures de la valeur absolue de la gravité du terrain concerné par l'étude. Toutes les valeurs de g absolue sont consignées dans la banque de données

II.2.2. Calcul de l'anomalie de Bouguer

Dans le calcul de l'anomalie de Bouguer, à partir de la valeur de g absolu obtenue, on réalise certaines corrections tel que : correction normale ou de latitude (g_{th}), correction d'altitude, correction à l'air libre (A_F), correction de plateau (P), correction topographique.

- **Correction normale ou de latitude (g_{th})** : elle permet de corriger la mesure, de l'influence de l'aplatissement de la terre, elle ne dépend que de la latitude de la station. Elle est donnée par la formule suivante :

$g_{ih} = 978031.85(1 + 0.0053024 \sin^2 \varphi - 0.0000059 \sin^2(2\varphi))$ Où : $[\varphi]$ = degrés, représente la latitude de la station.

La valeur 978031.85 mgals : représente la valeur de la pesanteur à l'équateur.

- **Correction d'altitude** : elle tient compte du fait que la surface réelle de la terre est différente du sphéroïde conventionnel ; elle se décompose en deux correction :
- **Correction à l'air libre (A_F)** : elle permet d'éliminer l'influence de l'altitude (h) de la station, sans tenir compte des masses situées entre celle-ci et le niveau de référence, elle ne dépend que de cette altitude, elle est donnée par la relation suivante :

$$A_F = 0.3086h \text{ ou : } A_F = \text{mgals ; } h = \text{mètre}$$

- **Correction de plateau (P)** : elle consiste à supprimer l'effet de la partie du terrain située au-dessus de la surface de référence, en d'autres termes elle supprime l'influence des masses en relief, elle dépend de l'altitude (h) de celle-ci et de la densité (d) du terrain corrigé elle est donnée par la relation suivante :

$$P = 0.0419 dh \text{ D'où : } P = \text{mgals, } d = \text{g/cm}^3, h = \text{mètre}$$

• **Correction topographique** : Elle tend à corriger l'influence des masses topographiques situées dans le voisinage de la station, en effet corriger séparément l'influence des reliefs se trouvant au-dessous et au-dessus du plan horizontal passant par le point de mesure, Seule la correction des zones proches, jusqu'à 53m, a été réalisée.

Les mesures et les corrections faites (citées au-dessus) conduisent à obtenir pour g des variations finale appelées « anomalie de Bouguer » qu'on peut représenter par des cartes, s'appellent cartes d'anomalie de Bouguer, représentatives et facile à interpréter.

➤ **Les corrections de Bouguer** : Par définition, l'anomalie de Bouguer simple sera la différence entre la valeur mesurée à une altitude h donnée et la valeur théorique corrigée de la correction à l'air libre et de la correction de plateau, soit :

$$AB_s = g_m - (g_0 - 0.3086h + 0.0419\rho h) \quad (6)$$

L'anomalie de Bouguer complète sera la différence entre la valeur mesurée à une altitude h donnée et la valeur théorique corrigée de la correction à l'air libre et de la correction de plateau et des corrections de terrain soit :

$$AB_C = g_m - g_0 + 0.3086h - 0.0419\rho h + \rho T \quad (7)$$

ρ , T étant les corrections de terrain (toujours positives).

III. Investigation gravimétrique sur le site du tunnel

L'investigation géophysique sur le site de tunnel, en utilisant la gravimétrie a été réalisée par CTPP¹ et SNC LAVALLIN². Les mesures gravimétriques sont réalisées à l'aide de deux gravimètres Scintrex de type CG3. Après nivellement de l'appareil par les niveaux galvanométriques et digitaux, les mesures sont faites automatiquement. La carte de positionnement des stations de mesure est jointé en l'annexe A

Une base de référence arbitraire a été implantée sur terrain où tous les points de mesures ont été rattachés. La valeur de g est celle théorique, elle est calculée à l'aide de la connaissance de la valeur de la latitude. Elle est prise égale à 979674.977 mgals.

Le premier contrôle de la précision des mesures est lié à la répétitivité des valeurs lors de l'acquisition. Pour cela, chaque opérateur réalise en chaque station deux séries de lectures de 30 secondes. La moyenne de cette série de lectures est prise comme étant la mesure en cette station. Dans le cas où l'écart entre les deux mesures, est supérieur à 0.010 mgals, l'opérateur effectue d'autres mesures, jusqu'à la stabilité des lectures. Aussi, un autre contrôle de la qualité des mesures est donné par la dérive instrumentale journalière, définie pour chaque gravimètre au niveau de la base de référence. Celle-ci est, dans tous les cas, inférieure à 0.050 mgals/heure..

IV. Réalisation des cartes gravimétriques

L'anomalie de Bouguer représente la superposition de deux effets : l'un profond et/ou d'extension importante noté anomalie régionale et, l'autre, superficiel attribué aux structures du sous-sol appelé anomalie résiduelle.

Sur la base de la carte des anomalies de Bouguer, plusieurs traitements numériques sont effectués. Le premier filtrage à réaliser est celui de la séparation de ces anomalies. Ce traitement permet alors d'effectuer une analyse quantitative. Des analyses qualitatives sont par la suite obtenues par l'application de filtres de dérivation et de prolongements particulièrement vers le haut. La densité moyenne choisie pour établir les cartes est égale 2.4

Tableau 2: Densités des roches métamorphiques

Type de roche	Intervalle	Moyenne	Type de roche	intervalle	Moyenne
Quartzite	2.50/2.70	2.9	Quartzite	2.50/2.70	Quartzite
Schiste	2.39/2.90	2.64	Schiste	2.39/2.90	Schiste
Grauwacke	2.60/2.70	2.65	Grauwacke	2.60/2.70	Grauwacke
Granulite	2.52/2.73	2.65	Granulite	2.52/2.73	Granulite
Phyllite	2.68/2.80	2.74	Phyllite	2.68/2.80	Phyllite
Marbre	2.60/2.90	2.75	Marbre	2.60/2.90	Marbre

¹Contrôle Technique des Travaux Publics

²

L'ensemble des cartes comporte :

- Quadrillage kilométrique UTM pour le fuseau 31 en degrés, minutes et secondes.
- Nord géographiques
- Données géodésiques: (Daum : WGS84), (ellipsoïde : WGS84), (Demi grand axe : 6378137.000 m), (aplatissement : 298.257223563)

Dans le cadre d'approfondir la reconnaissance de la masse rocheuse encaissant le tunnel, nous allons intéresser seulement à l'interprétation des aux cartes résiduelles.

V. Interprétation des cartes gravimétriques résiduelles

Cependant, une fois l'anomalie de Bouguer est évaluée, la première carte gravimétrique est alors établie. Elle représente le document de base de toute étude gravimétrique.

L'étape qui suit, est la séparation des anomalies. La méthode polynomiale a été utilisée pour séparer les champs profonds, et/ou d'extension importante, caractérisant les structures de grandes longueurs d'ondes appelées anomalies régionales de ceux superficiels attribués aux structures à hautes fréquences dites anomalies résiduelles. Généralement, il existe 5 degré de fréquence ; pour notre site trois degrés 1, 2 et 3 ont été testés à fin d'avoir trois cartes des anomalies résiduelles correspondantes (fig.19, 20, 21)

- Carte de base d'anomalie de Bouguer :

Cette carte montre deux compartiments relativement distincts. Celui du Sud Est (SE) est globalement négatif. Cependant, le compartiment Nord-Ouest (NW) est, à l'exception du portail Nord, sensiblement positif. Il est constitué de deux anomalies positives, séparées par une anomalie de faible puissance.

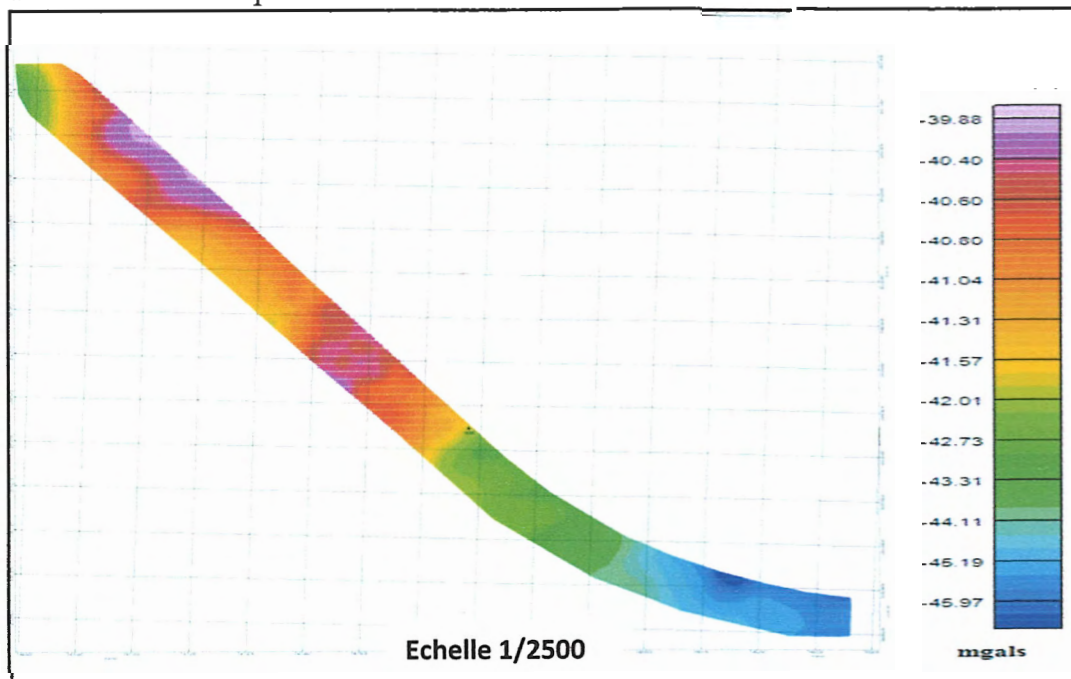


Figure 16: Carte de base d'anomalie de Bouguer

L'interprétation des cartes des trois degrés (1,2 et 3) se focalise sur trois axes : lithologique, structurale et la variation spatiale des formations.

V.1. Axe lithologique

Sur cette carte (fig 19), on remarque au centre une importante anomalie positive, associée aux schistes, encadrée par deux anomalies positives de faible amplitude attribuées aux formations argileuses dures à passages gréseux parfois sablonneux. Les extrémités de la carte se caractérisent par des anomalies négatives liées aux argiles sableuses sensiblement tendres.

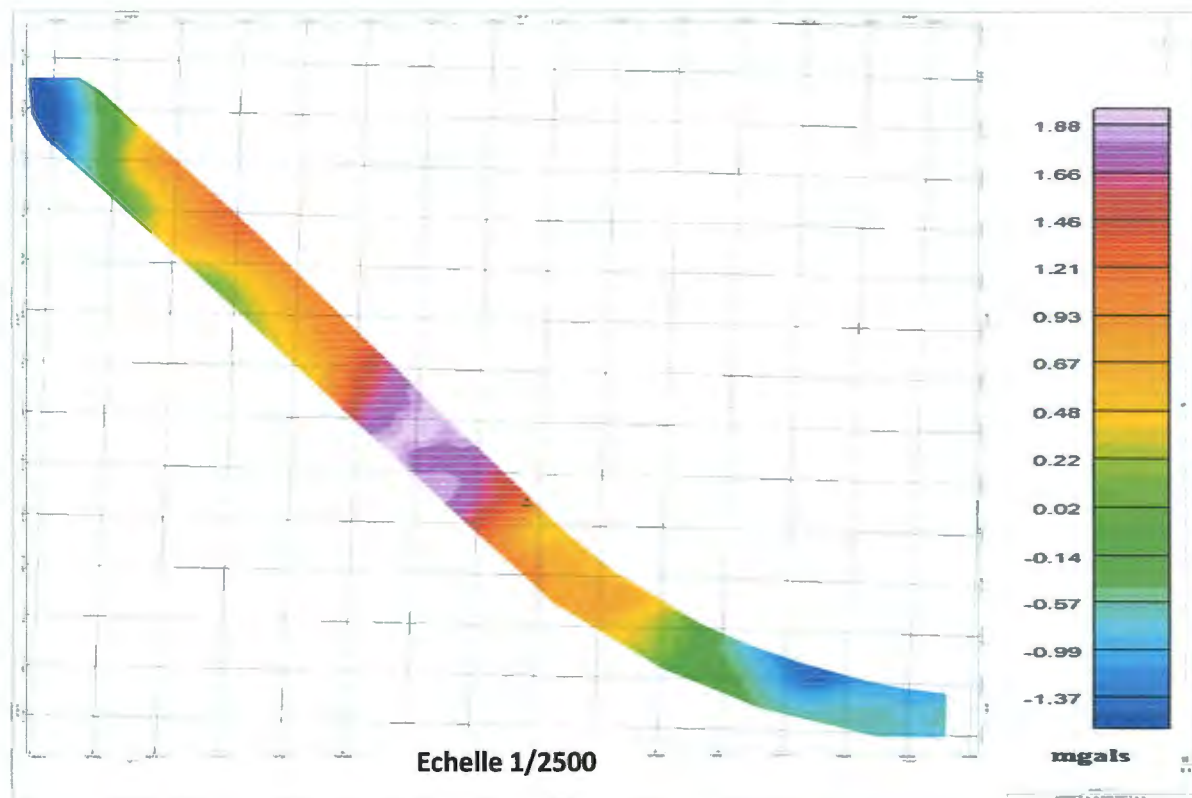


Figure 17: Carte d'anomalie résiduelle d'ordre 1

- Carte de degré 2 :

La figure présente la carte de résiduelle d'ordre 2, elle montre que l'anomalie positive centrale persiste avec la même puissance. Cependant, les deux anomalies positives qui l'encadrent évoluent beaucoup plus vers des anomalies de très faibles amplitudes. Ces deux anomalies se prolongent par une anomalie positive importante au NW et une large anomalie négative au SE. Le portail Sud du tunnel est matérialisé par un bourrelet d'anomalie positif.

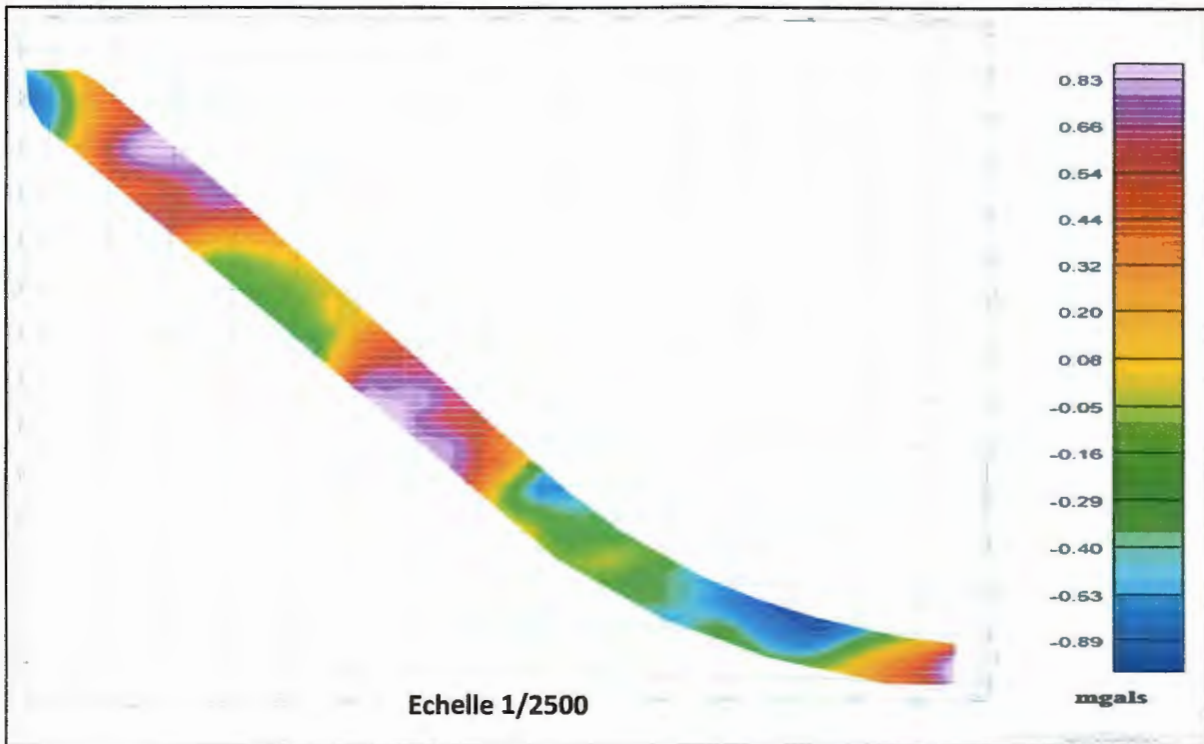


Figure 18 : Carte résiduelle d'ordre 2

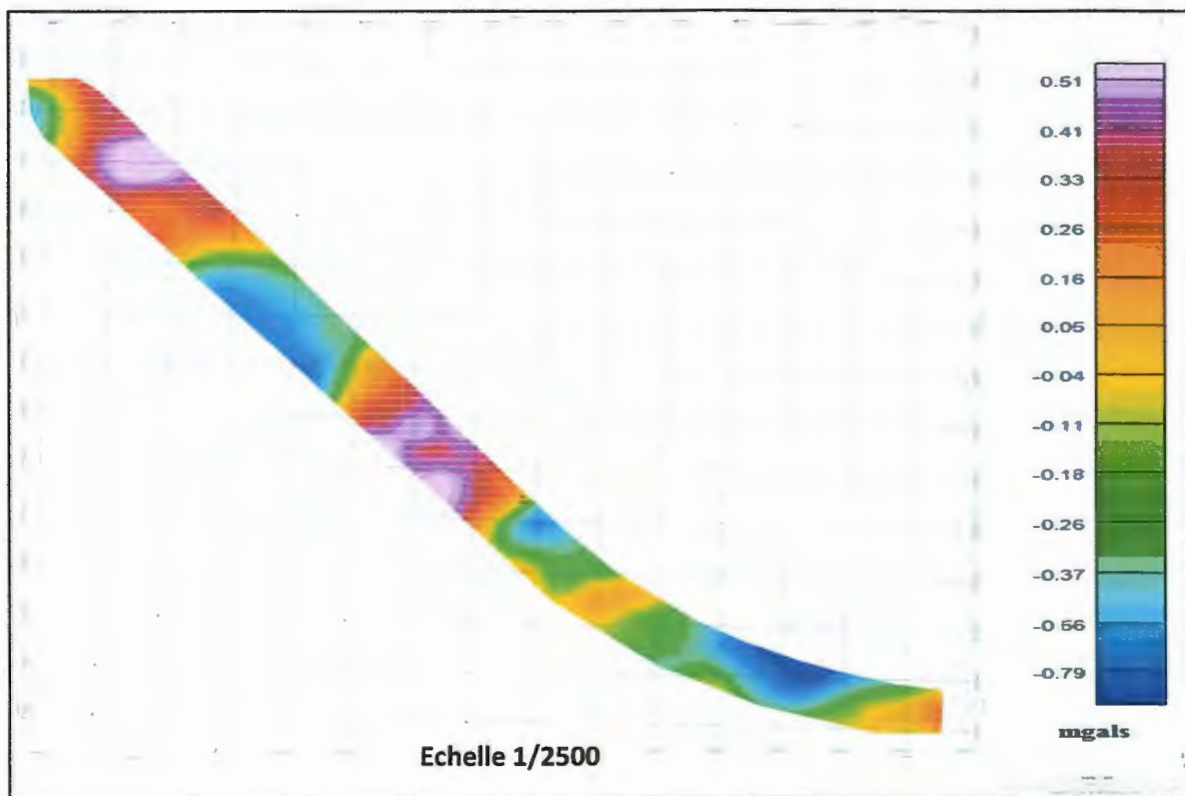


Figure 19 : Carte résiduelle d'ordre 3

La carte résiduelle d'ordre 3, (fig. 21) est de même que pour celle de la résiduelle d'ordre 2 qui montre la même structuration, observée au niveau de la carte des anomalies résiduelles de degré 2, avec une amplification des anomalies.

V.2. Axe structural

Pour mettre en évidence, la tectonique cassante qui affecte la région d'étude, plusieurs dérivées sont appliquées au champ de pesanteur. Il s'agit de gradients verticaux à différents ordres et de gradients directionnels.

D'après la carte de la figure 22 le gradient vertical montre que la structure positive attribuée aux formations schisteuses est délimitée par deux grands accidents de direction globalement NE-SW. Aussi, cette anomalie semble ne pas être homogène. Les limites entre les anomalies positives qui l'encadrent et les anomalies négatives des extrémités sont aussi marquées par de grands accidents.

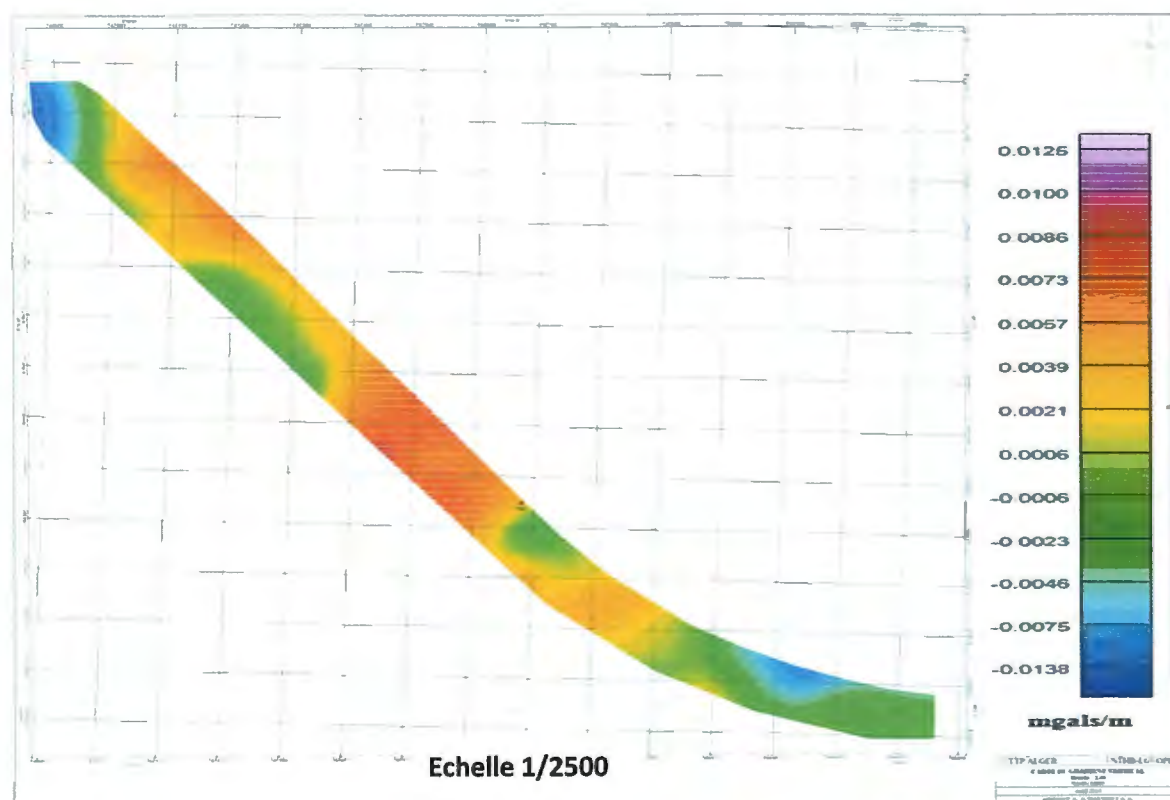


Figure 20: Carte de gradient verticale

La carte de la dérivée seconde (fig.23) vient confirmer l'hétérogénéité des structures et le degré de fracturation les affectant. On remarque que toutes les structures sont fortement affectées par la tectonique cassante qui montre une fracturation importante surtout dans les formations schisteuses.

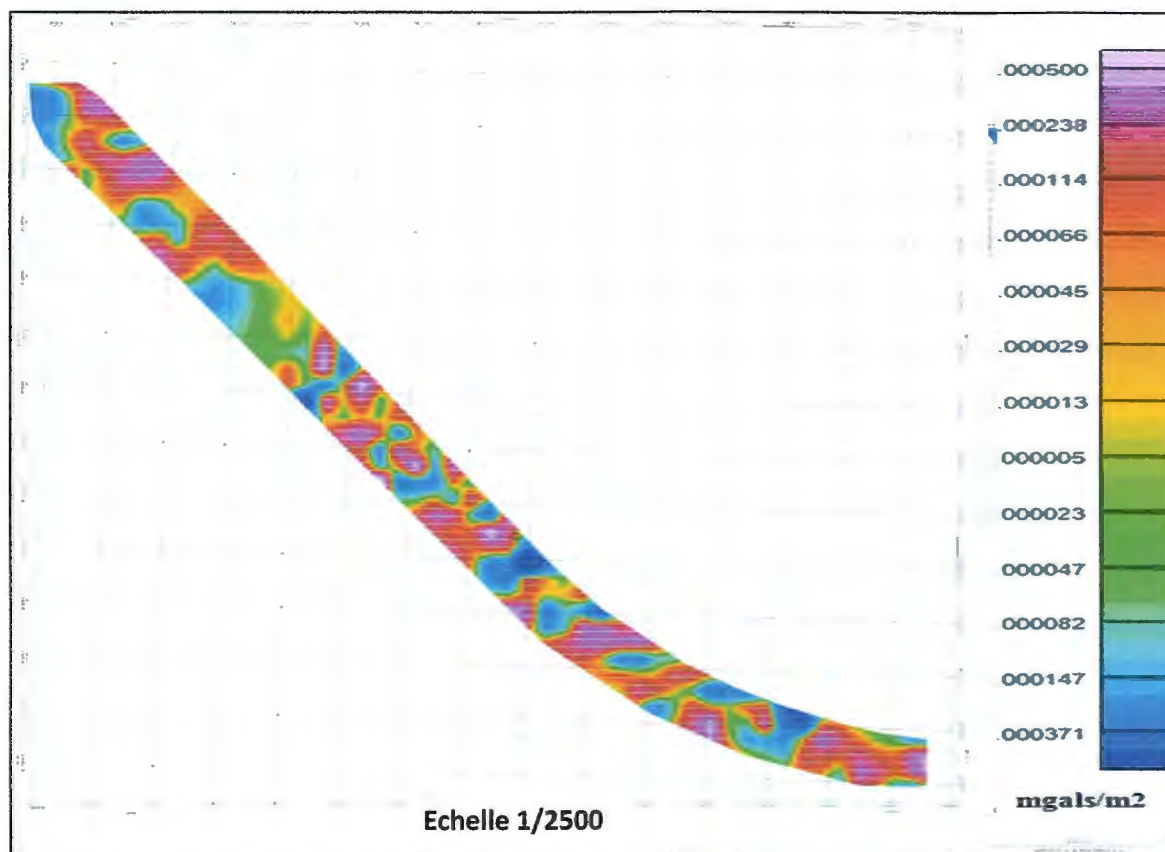


Figure 21 : Carte de la dérivée seconde

V.3. Axe de profondeur

Les prolongements sont utilisés en gravimétrie pour mettre en évidence l'origine voire de la profondeur des structures anomales.

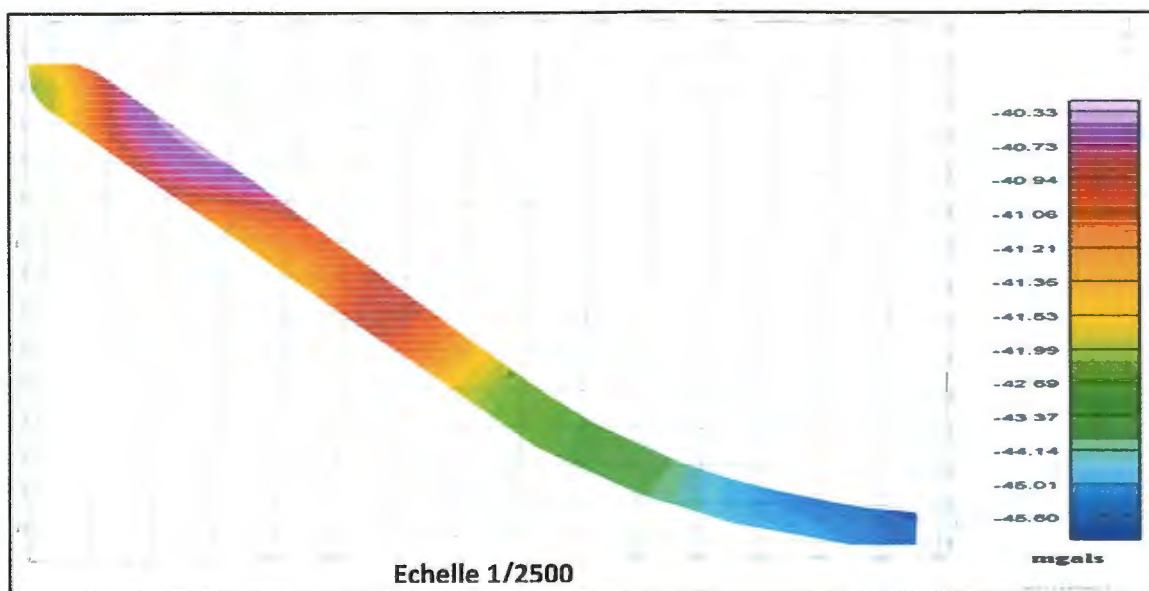


Figure 22: la carte du prolongement à 50 m

La prolongée à 50m (fig.24) permet à l'exception d'un faible lissage, une parfaite similitude avec celle des anomalies de Bouguer. De voir que l'anomalie positive attribuée aux schistes commence à s'estomper.

Sur la carte figure 25, la prolongée est de 100 m, dont l'anomalie a totalement disparu ce qui traduit son caractère assez superficiel.

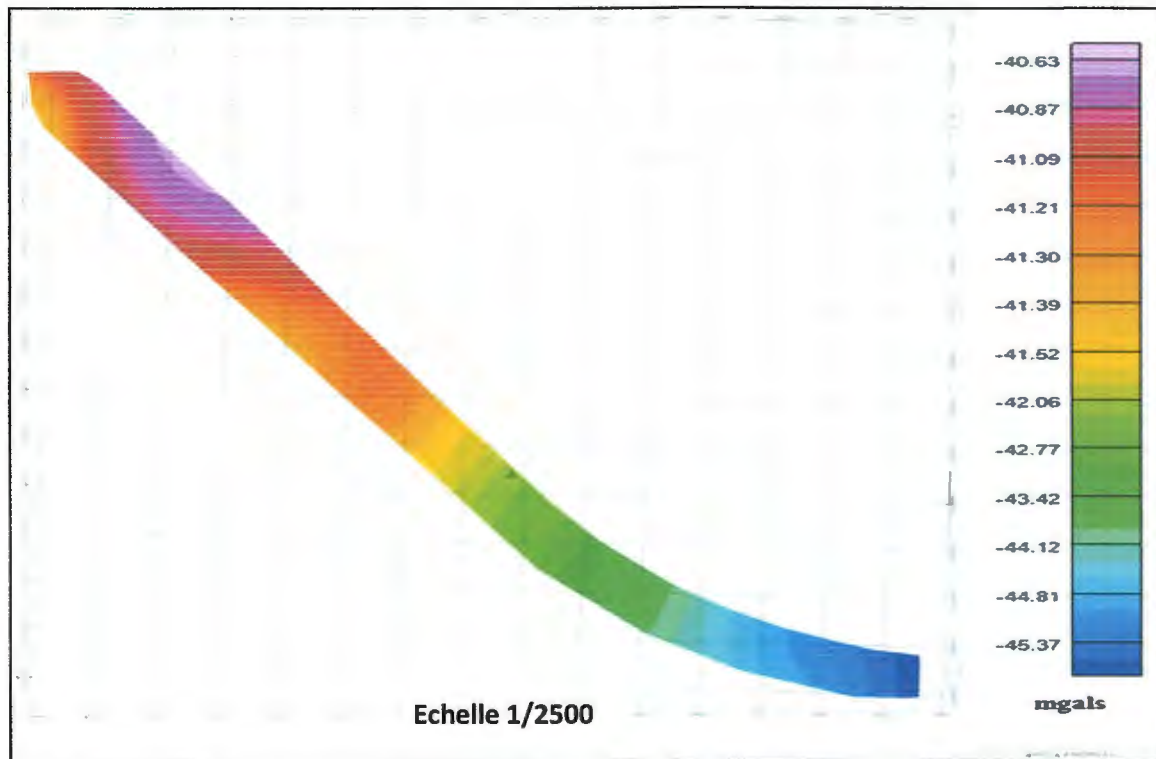


Figure 23 : Carte de la prolongée à 100 m

VI. Carte gravimétrique structurale finale

Sur la base de l'ensemble des cartes de dérivations, une carte gravimétrique structurale a été établie. Elle montre les différentes failles et discontinuités gravimétriques qui affectent les structures de la région d'étude, (fig.26).

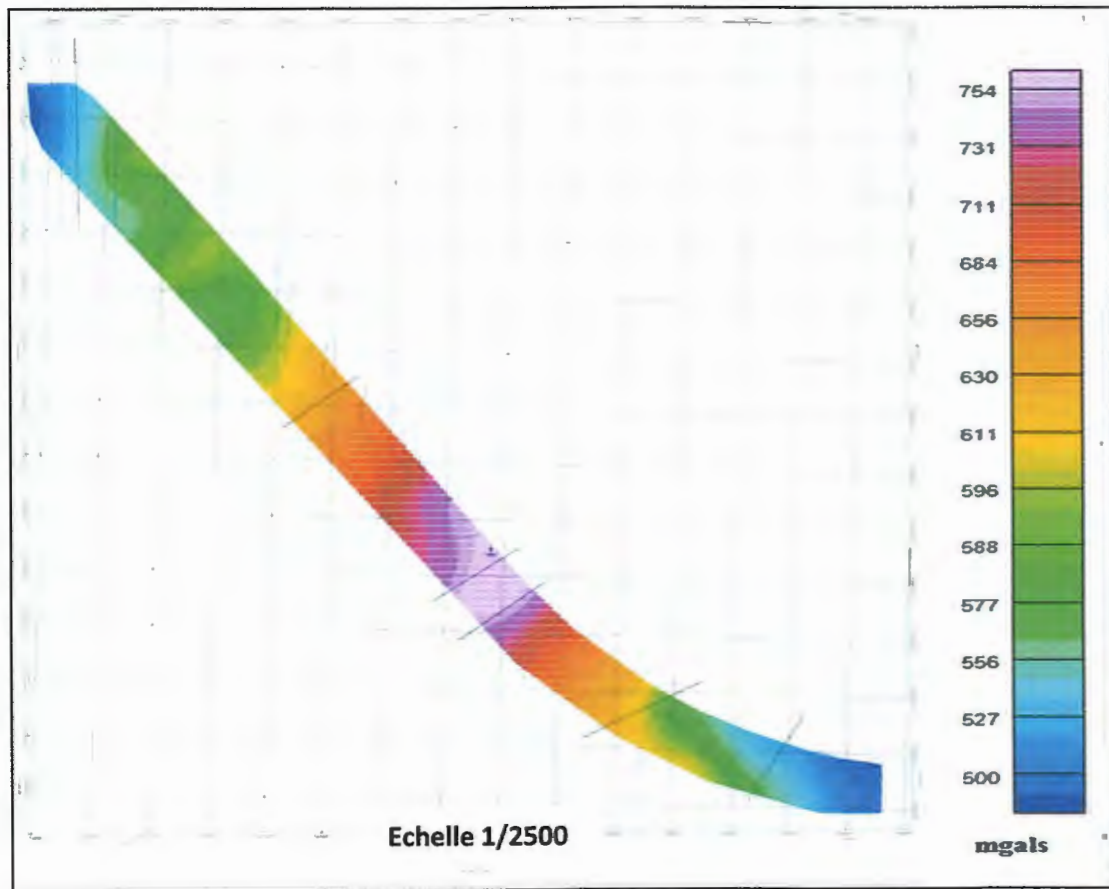


Figure 24: carte gravimétrique structurale

La carte de la figure 26 indique à la présence d'une tectonique cassante affecte la région, elle est matérialisé par des failles ou des discontinuités de directions dominantes de NE-SW et E-W.

VII. Carte d'anomalie finale du site du tunnel

Pour les profondeurs des structures, une solution d'Euler (fig.27) a été faite sur le fond de la résiduelle d'ordre 3. Elle montre que toutes les structures anomalies de la densité sont à une profondeur qui ne dépasse pas les 150 m.

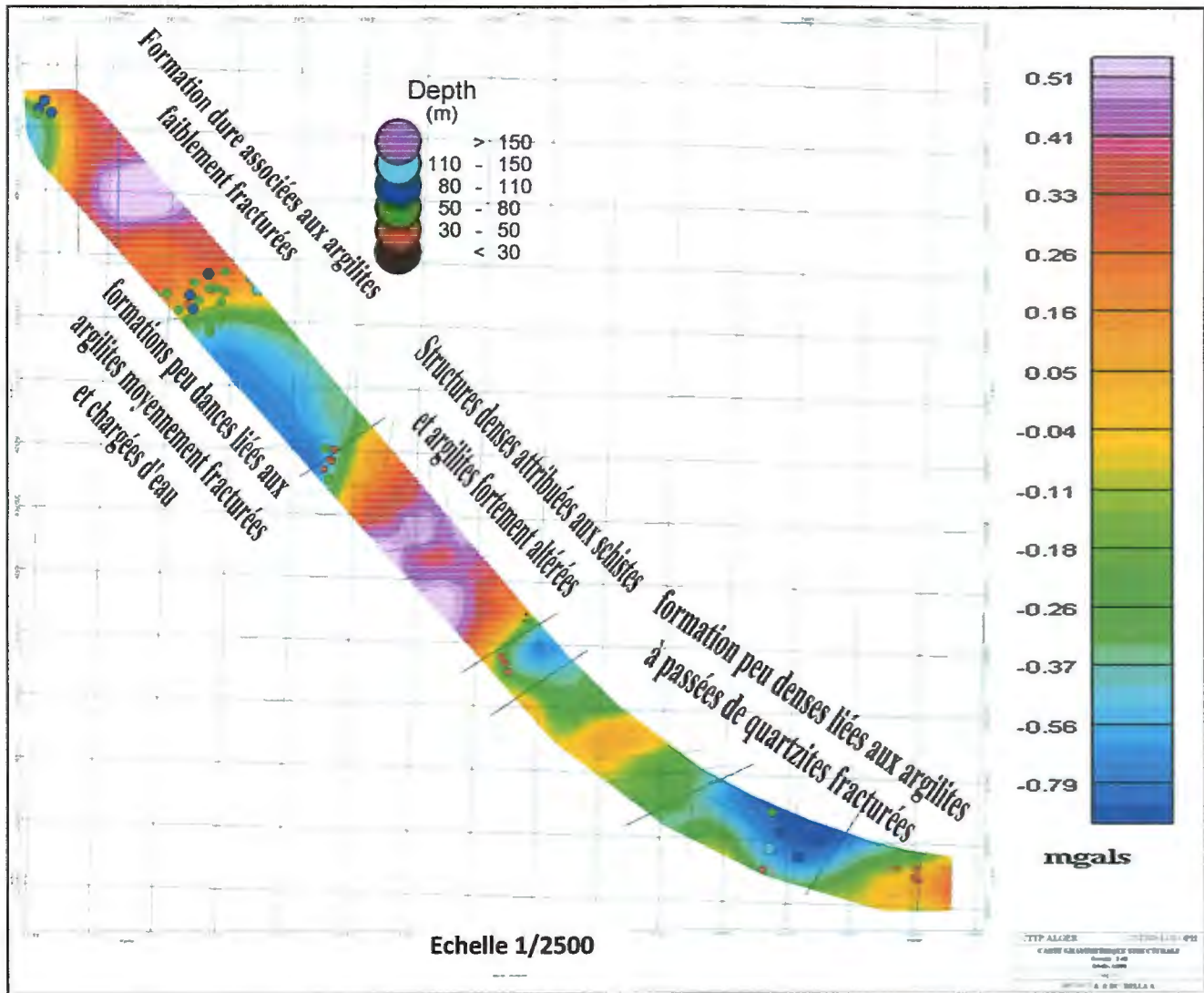


Figure 25: Carte d'anomalie finale du site du tunnel

D'après la carte d'anomalie finale, le site du tunnel est caractérisé par des formations denses attribuées aux schistes et les argilites au centre du tracé du tunnel. Au niveau des extrémités du tracé du tunnel, on signale également la présence des formations peu denses liées aux argilites fracturées à des passées de quartzites fracturés.

VIII. Conclusion

L'étude géophysique (gravimétrie) réalisée au niveau de la région de site du tunnel de Texenna, vient à compléter l'étude géologique effectuée. Elle nous a permis de constater que :

- Le site est constitué par deux formations géologiques : il y a d'argilites denses schisteuses, encadrée par deux formations peu denses liées aux argilites à passages gréseux parfois sablonneux au centre et le NW. La profondeur de ces formations ne dépasse pas les 150 m. notons que le tunnel bitube est traversé les mêmes formations géologiques.
- Le portail Sud est matérialisé par un bourrelet (glissement de terrain).
- Les formations géologiques sont fortement affectées par une intense tectonique cassante. Cette dernière est matérialisée par des failles et/ou discontinuités de directions NE-SW, E-W.

En effet, l'étude géophysique a validé et confirmé les résultats obtenus par l'étude géologiques. Cela va nous aboutir de faire une meilleure caractérisation géomécanique de la masse rocheuse du site tunnel, et par la suite garantir le bon déroulement des travaux de réalisation du tunnel bitube.

Chapitre III

Description de la masse

rocheuse

I. Introduction

La résistance mécanique des roches que l'on détermine sur des éprouvettes au laboratoire, dépasse en général largement les concentrations de contraintes créées par les ouvrages du Génie Civil (tunnels, grands déblais, ouvrages d'art). Mais ce n'est pas le cas pour une masse rocheuse, dont elle ne peut presque jamais être considérée comme un milieu homogène et continu ; puisque elle est parcourue par un ensemble de surfaces de discontinuité (failles, les diaclases, les plans de stratification, la schistosité ... etc.) qui diminuent sa résistance dans de grandes proportions pour certaines directions de contrainte.

II. Description de la structure de la masse rocheuse

L'étude des masses rocheuses est subdivisée en deux parties : l'étude de la roche intacte et l'étude des discontinuités traversant la masse rocheuse.

II.1. Description de roche intacte

La roche intacte est considérée comme un solide continu, leurs propriétés rocheuses dépendent sur les propriétés physiques et mécaniques de leurs constituants (Deere et Miller, 1966). Généralement, elle est décrite selon deux approches (Anon, 1977) :

- Une approche géologique : où la roche est classée selon une description pétrographique.
- Une approche géotechnique : où la description tient en compte les propriétés physiques et mécaniques de la roche.

II.2. Caractérisation des discontinuités

Les discontinuités ne sont pas distribuées de manière aléatoire mais se regroupent en général en un nombre restreint de familles ; elles résultent de l'histoire géologique de la masse rocheuse. Pour chaque surface de discontinuité, il faut déterminer un certain nombre de paramètres permettant de la localiser, de connaître son extension, d'apprécier la résistance mécanique entre les lèvres de la discontinuité. Ce sont des observations de nature géologique, fournies par les affleurements, les sondages, les tranchées, certaines méthodes géophysiques.

II.2.1. Étude des discontinuités

Une discontinuité est définie comme toute cassure ou fracture mécanique significative, ayant une résistance, de tension faible ou négligeable, et une conductivité de fluide forte comparativement avec la roche intacte. Dans la mécanique des roches, le terme discontinuité (joint) est utilisé pour tous types de faiblesse structurale (Edelbro, 2003).

Les principales caractéristiques des joints à déterminer sont (Fig. 24) (Anon, 1977) :

- **Nombre de familles de joints** : il influence sur : la résistance, la déformabilité, et la perméabilité de la masse rocheuse, ainsi la taille des blocs,
- **Persistance des joints** : est l'extension spatiale d'une discontinuité sur l'affleurement.
- **Orientation du plan des joints** : consiste de déterminer la direction et le pendage. Elle peut être représentée graphiquement en utilisant la projection stéréographique
- **Espacement** : est la distance perpendiculaire entre deux joints de la même famille
- **Fréquence des joints** : est définie comme le nombre de joints par mètre linéaire.
- **Taille des blocs** : contrôlé par l'espacement et la fréquence des joints
- **Rugosité des joints** : est la mesure des irrégularités et des ondulations de la surface du joint relativement à son plan moyen, (Piteau, 1970).
- **Ouverture et remplissage du joint** : l'ouverture est l'espace entre les deux surfaces des joints. Elle est des fois remplie par différents matériaux.

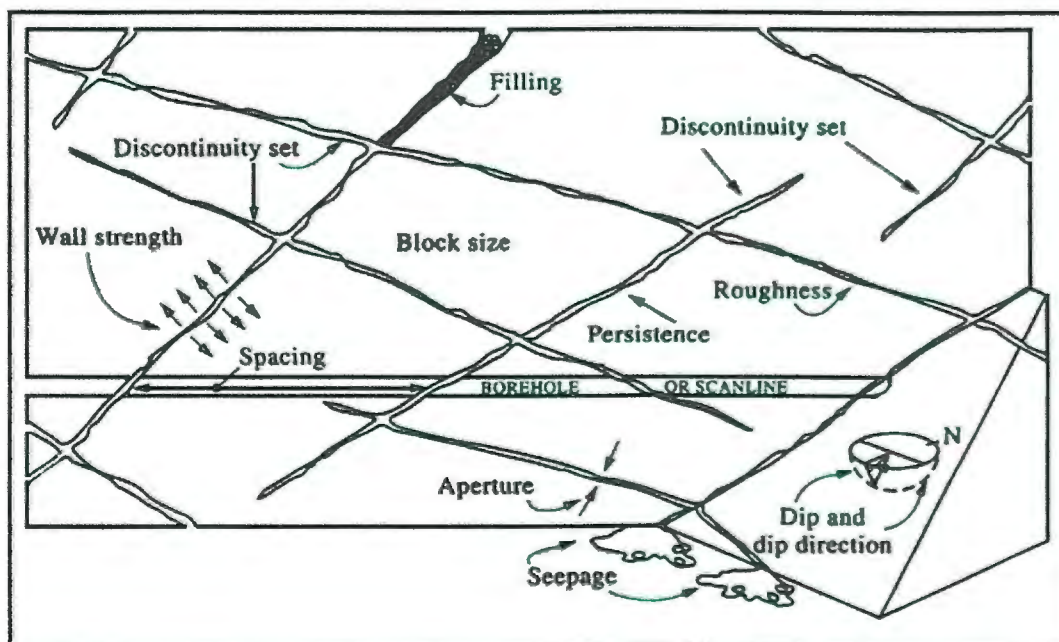


Figure 26: Les principales caractéristiques des discontinuités (Hudson, 1989)

II.2.2. Les techniques utilisées dans l'étude des discontinuités

L'étude des discontinuités se fait soit directement sur terrain, soit indirectement à partir de recherche bibliographiques ou d'autres techniques ... etc.

La mesure directe sur le terrain est la méthode la plus utilisée et plus efficace pour étudier les discontinuités. Tout système de mesure de discontinuités, relève du jugement du géologue de reconnaître l'importance relative des familles de discontinuités. Le géologue peut réduire considérablement le volume des données et se concentrer sur les familles significatives.

L'étude des discontinuités sur terrain, se fait soit à partir des carottes des sondages réalisés, soit par la méthode de scanline (linge de balayage).

Le scanline consiste d'allonger une bande de mesure le long d'une surface exposée d'affleurement, ensuite on enregistre l'emplacement de chaque discontinuité intersectée. Il est recommandé que la ligne de mesure soit d'environ de 30m pour 200 lectures par site au minimum. Généralement il existe deux techniques de prélèvement : soit sur un scanline : linéaire (1D), soit scanplane (2D) (Priest, 1993) (fig. 29)

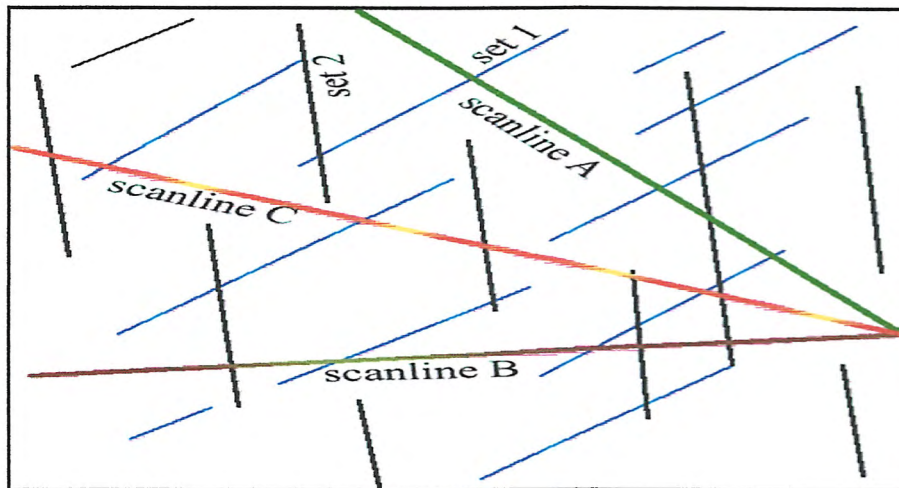


Figure 27: Caractérisation des discontinuités selon les scanline (Priest, 1993)

II.4. L'état d'altération de la masse rocheuse :

L'altération de la masse rocheuse peut être décrite par rapport à la distribution des matériaux altérés. Il peut être possible d'apprécier seulement les profils d'altération à partir des affleurements récemment formés. Les termes descriptifs de divers grades d'altération de la masse rocheuse sont donnés dans le tableau (3) (Anon, 1977) :

Tableau 3: Les grades d'altération (Anon, 1977).

Terme	Description	Grade
Fraîche	Signe de l'altération de la roche intacte non visible.	IA
Faiblement altérée	La décoloration sur les surfaces majeures de la discontinuité.	IB
Légèrement altérée	Décoloration indique l'altération de la roche intacte et les surfaces de la discontinuité. Tout le matériel rocheux peut être décoloré par l'altération et peut être légèrement plus faible que dans leur condition fraîche.	II
Modérément altérée	Moins que la moitié du matériel rocheux est décomposé et/ou désagrégé à un sol. La roche fraîche ou décolorée est renvoyée comme une structure continue	III
Fortement altérée	Plus que la moitié du matériel rocheux est décomposé et/ou désagrégé en un sol. la roche fraîche ou décolorée est renvoyée (resent) comme une structure discontinue	IV
Complètement altérée	Tout le matériel rocheux est décomposé et/ou désagrégé en un sol. La structure de la masse originale est toujours en grande partie intacte.	V
Sol résiduel	Tout le matériel rocheux est converti en sol. La structure de la masse rocheuse et le matériel produit sont détruits. Il ya un grand changement dans le volume, mais le sol n'a pas été transporté de manière significative	VI

III. Description de la masse rocheuse du site du tunnel de Texenna

L'étude géologique et géophysique de l'encaissant du projet du tunnel bitube doit être complétée par une étude plus détaillée de la masse rocheuse basée principalement sur la caractérisation des joints. Celle-ci se fait par deux méthodes : à partir des sondages de données et par la méthode du scanline.

Malgré les difficultés relevant de la couverture végétale et les produits d'altération et l'absence de certains moyens, on a fait plusieurs sorties sur terrain dans le but de chercher des affleurements bien dégagés et accessibles. La masse rocheuse du site est discontinuée et très fracturée. Elle est modérément à fortement altérée, selon le tableau (3) leur grade est III à IV. Cet état d'altération est dû à cause de sa nature, dont elle est schistosée (flysch shisto-gréseux comme l'étude géologique a donné). Elle est constituée d'une alternance rythmique d'argilite schisteuse et parfois par des bancs centimétriques de grès quartzitique (fig. 30)



Photo 3: Surface de masse rocheuse



Photo 4: Surface de masse rocheuse présente une face altérée

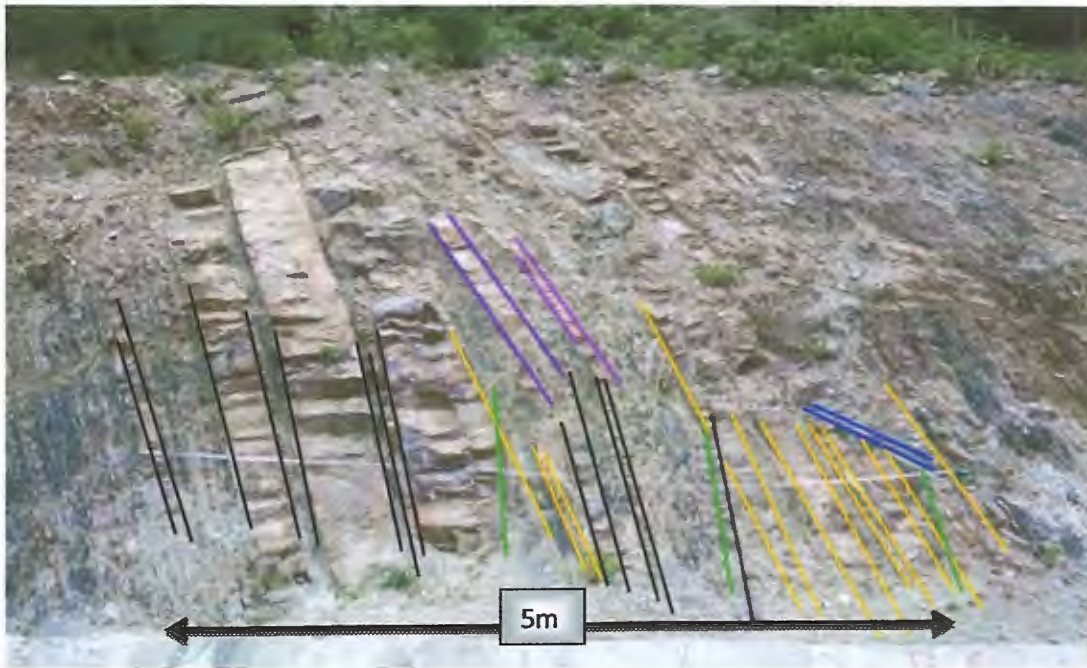


Photo 5: Intersection des discontinuités qui forme des blocs

La description des carottes et des photos des sondages réalisés au niveau des portails du tunnel bitube montre que la masse rocheuse contient : -un schiste friable, argilite dure avec des fractures obliques remplis par la calcite et le quartz, argilites feuilletés -une alternance des schistes et des argilites dures par fois notent la présence des gravies et des cailloux (fragmentation mécanique).

IV. Analyse et étude des discontinuités :

L'étude des discontinuités se fait selon les recommandations ISRM¹ (1981), dont les principales caractéristiques des discontinuités à déterminer sont : orientation, nombre de familles, persistance, espacement, fréquence, ouverture, rugosité des épontes remplissage....etc.

IV.1. Étude structurale des discontinuités :

La reconnaissance du nombre des familles des discontinuités est importante dans la classification géomécanique des masses rocheuses (systèmes RMR, Q). Pour cela, l'étude structurale des discontinuités et la représentation graphique des données des mesures à l'aide de la projection stéréographique est indispensable pour cette étude.

Des mesures ont été faites dans plusieurs stations choisies sur les affleurements. D'après notre étude géologique dans le chapitre I, nous avons différencié deux familles des joints : - Première famille est représentée par les discontinuités de la schistosité

-Deuxième famille est représentée par les plans de stratification

¹ International Society for Rock Mechanics

Pour obtenir plus d'informations sur les familles des joints et leurs orientations, nous avons mesurés les directions et les pendages des différents joints sur les surfaces des affleurements orientés différemment, nous avons pris plus de 300 mesures en total.

Les données de mesure sont représentées graphiquement à l'aide de la projection stéréographique (fig. 33)

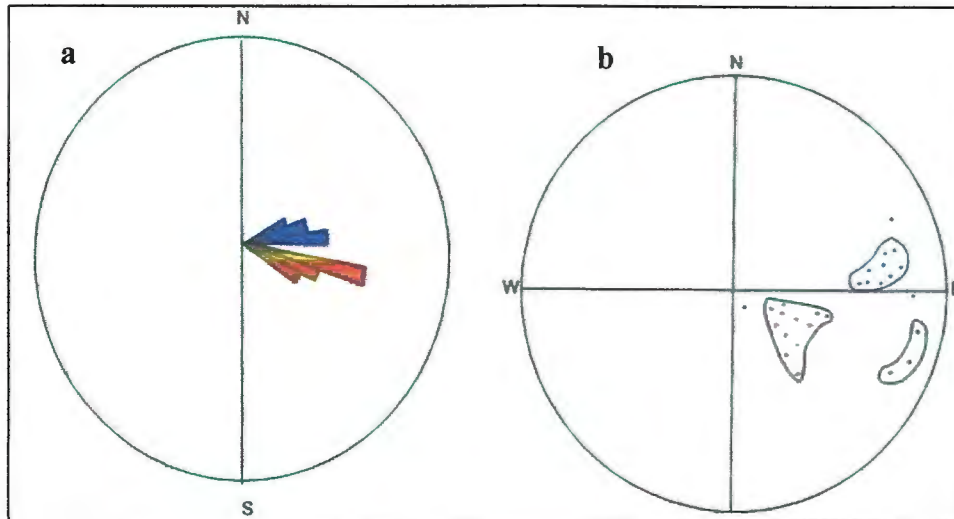


Figure 28: Diagrammes graphique des données des mesures

a – rosaces de direction

b- Diagramme de densité

On remarque que le diagramme rosaces de directions et de densité donne le même résultat obtenu par l'étude géologique. Les deux diagrammes montrent l'existence de deux familles prédominantes, à savoir :

- La famille la plus dominante est de direction de N 110° à 130°E, leurs plongement est compris entre 60° et 90° vers le SW. Elle correspond à la schistosité du flysch.
- La deuxième famille est de direction N 80° à 90°E, plongement entre 60° à 90° vers NW. Elle est moins dominante que la première. Elle correspond aux plans de stratification.
- La troisième famille est de discontinuité aléatoire de faible dispersion.

La direction ou l'orientation des familles de joints donne le cas le plus défavorable au sens de creusement.

IV.2. Espacement et fréquence des discontinuités et la taille des blocs

L'espacement moyen est la moyenne des distances mesurées le long du scanline divisé sur le nombre des distances mesurées entre chaque deux distances (fig. 34)

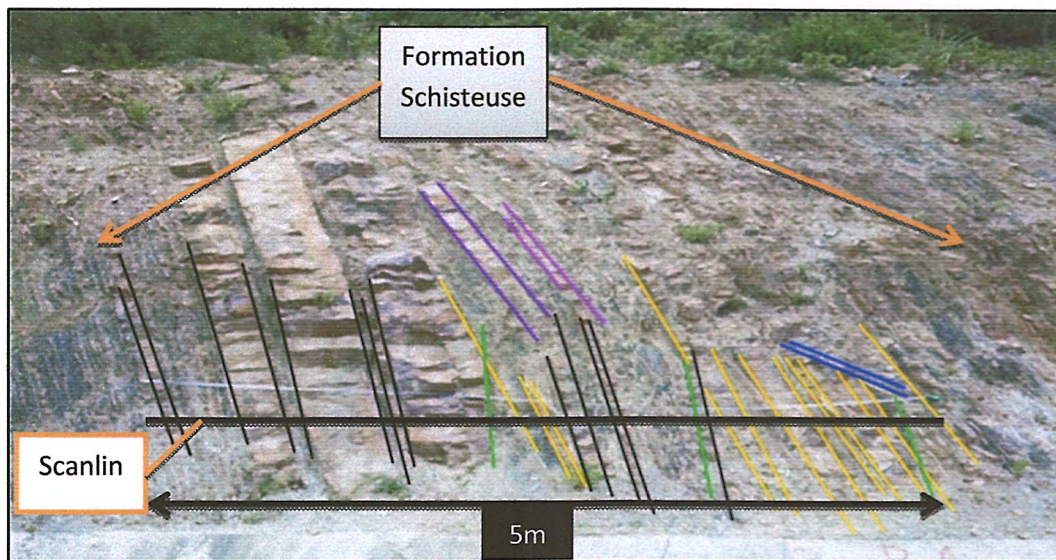


Photo 6: Mesure d'espacement

La famille dominante (plans de schistosité) a un espacement < 0.005 à 1 mm.

La deuxième famille (plans de stratification) leur espacement est de 1 cm à 10 cm. On note la présence de quelques couches de grès quartzite d'épaisseur atteinte à 20 cm. L'espacement final des discontinuités de la masse rocheuse du site du tunnel est modéré correspond à la classe $0.006 - 0.2$ m.

La fréquence des discontinuités est calculée pour définir le degré de fracturation de la masse rocheuse. Elle égale l'inverse de l'espacement, elle est calculée comme suit :

$$F = \sum \lambda_i \quad \text{ou} \quad \lambda_i = n_i / L \quad (8) \quad \text{ou} \quad F = 1/S(9)$$

n_i : est le nombre des espacements traversé par le scanline de longueur (L).

Selon l'espacement calculé des discontinuités, la fréquence des joints varie de 5 à plus de 150 joints par mètre.

Les blocs individuels peuvent les observer sur la surface, leur volume peut mesurer directement à partir des mesures relevant par la sélection de certains blocs représentatifs et prendre leur volume moyen. Alors le volume du bloc peut calculer aussi comme suit (Palmström, 1982):

$$V_b = S_1 * S_2 * S_3 * \dots * S_n(10)$$

Avec : S_n : espacement de chaque famille de joints

Dans le cas de l'existence de deux familles de joints, le volume du bloc se calcule comme suit :

$$V_b = S_1 * S_2 * 5S_1(11)$$

Le compte volumétrique des joints (J_v) est défini comme le nombre des joints croisé dans un volume d'un mètre cube (m^3), dont la fracturation se produit par l'ensemble des familles des joints.

Il présente également l'inverse du volume de bloc V_b , il se calcule suivant la relation suivante (Palmström, 1982) :

$$J_v = 1/V_b(12)$$

Tableau 4: La taille du bloc (Anon, 1977)

Terme	Taille du bloc	Espacements des joints équivalant à la taille des blocs	Espacement
Très grande	>8 m ³	Extrêmement large	> 2
Grande	0.2 – 8 m ³	Très large	0.2 – 2
Moyen	0.008 – 0.2 m ³	Large	0.2 – 6
Petite	0.0002 – 0.008 m ³	Modérément large	0.006– 0.2
Très petite	<0.0002 m ³	Moins que Modérément large	< 0.06

La masse rocheuse du site du tunnel est traversée par deux familles dominantes des joints, leurs espacements varient de <0.006 à 0.20 m, alors les blocs formés par l'intersection des joints est d'ordre de 0.0001 m³ à 0.007.

Selon le tableau 4, les blocs sont de très petite à petite taille (<0.002m³ à 0.008m³). Avec la présence de certains blocs de taille atteint jusqu'à 0.2 m³ (taille moyen).

Le compte volumétrique des joints (J_v) est de l'ordre de 150 joint à 3000 joint par m³, et rarement égale à 5 par mètre cube.

IV.3. Analyse des discontinuités

La persistance est l'extension spatiale d'une discontinuité sur l'affleurement

Tableau 5: Description de la persistance (ISRM, 1981)

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

Les joints traversant la masse rocheuse du site sont caractérisés par des persistance moyennes et parfois élevées (de 3 à 10 m et parfois plus)

La consultation proche des familles prédominants des joints qui peuvent avoir une influence sur la stabilité et la sécurité du tunnel, montre que :

- Les discontinuités sont remplies par la calcite ou le quartz (remplissage dure)
- L'ouverture des discontinuités est extrêmement étroite à fermer (≤ 1 mm).
- Les surfaces de discontinuités sont modérément altérées.
- Les épontes des joints sont lisses soit au niveau des joints (fig. 35)
- les surfaces des joints donnent un aspect planaire au niveau d'affleurement (fig. 35)

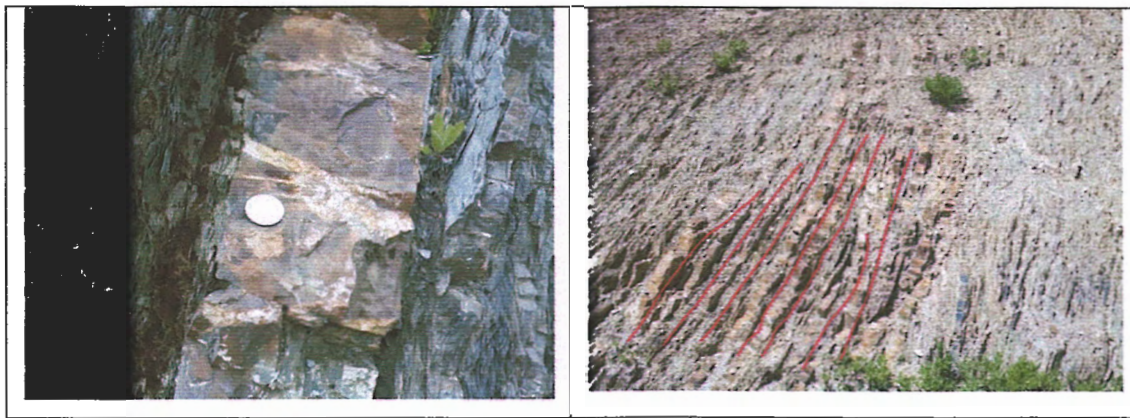


Photo 7: Surfaces des discontinuités

Les principales caractéristiques des joints, collectées par notre étude sur les joints traversant la masse rocheuse sont résumées dans le tableau(6)

Tableau 6 : Caractéristiques des joints de la masse rocheuse du site du tunnel

Paramètres de détermination	Description
Orientation des discontinuités	1/ NE –W : N 80 ° à 90° / 50° à 85° 2/ E –W : N 110° à 130°E / 60° à 75° 3/ famille aléatoire
Persistance des discontinuités	Persistance faible à moyenne de 1 m à 10 m
Ouverture des discontinuités	Egale ou inférieur à un millimètre ≤ 1 mm
Remplissage des discontinuités	Dur, remplis par la calcite ou le quartz
surface des discontinuités	Les surfaces de discontinuités sont modérément altérées.
Espacement des discontinuités	Un intervalle de 0.006 à 0.20 m et parfois plus de 0.2 m
Fréquences des discontinuités	Moyenne de c
Volume des blocs	0.0001 m ³ à 0.007 m ³ et parfois atteint 0.08 et 0.2 m ³
Fréquence volumétrique des joints	150 joints à 3000 joints par m ³ , parfois atteint 12.5 à 5 m ³

V. Évaluation de la perméabilité de la masse rocheuse du site du tunnel

La perméabilité primaire est celle de la roche intacte et secondaire est celle de la masse rocheuse. Cette dernière est le résultat d'écoulement à travers les discontinuités qui la traversent. Actuellement, plusieurs méthodes existent pour mesurer la perméabilité le choix de la méthode dépend notamment du type de terrain à étudier. Pour les masses rocheuses, la perméabilité est contrôlée par les discontinuités ; elle peut être estimée sur site par les essais in-situ de perméabilité tel que : Lugeons, Lefranc...etc.

La perméabilité peut être estimée également empiriquement à partir des caractéristiques des joints (taille des ouvertures et le taux de remplissage des discontinuités, ainsi leur fréquence et espacement), selon la formule suivante Snow (1965) :

$$K = (\gamma_w / 6\mu) (e^3 / S) \quad (13)$$

Où :

S : est l'espacement entre les fractures

e: est l'ouverture de la fracture (séparations des épontes de la fracture)

μ : est la viscosité dynamique de l'eau ($FL^{-2}T$) (=1)

γ_w : le poids spécifique de l'eau

➤ **Estimation de la perméabilité de la masse rocheuse à partir des caractéristiques des joints**

Selon le tableau (7), la perméabilité est estimée selon la fréquence des joints

Tableau 7 : Estimation de la perméabilité à partir de la fréquence de joint (Bell, 2007)

Terme d'espacement	Fréq. (m)	Description de la perméabilité	k (m s ⁻¹)
Les discontinuités sont très étroitement à étroitement espacées	< 0.2	Très perméable	10 ⁻² -1
Les discontinuités sont étroitement à largement modéré espacées	0.2-0.6	Modérément perméable	10 ⁻⁵ -10 ⁻²
Les discontinuités sont largement à très largement espacées	0.6-2.0	Légèrement perméable	10 ⁻⁹ -10 ⁻⁵
Pas de discontinuités	>2	Effectivement imperméable	< 10 ⁻⁹

Selon le tableau 7, la masse rocheuse du site du tunnel est modérément perméable et très perméable dans certains endroits.

➤ **Perméabilité de la masse rocheuse à partir des essais de Lugeon et de Lefranc**

Des essais lugeon et Lefranc sont effectués au niveau du site du tunnel dans les sondages à des profondeurs variables, dans les cotés du tunnel (Sud et Nord).

Tableau 8 : Classes de la perméabilité

Classe	Ordre de gradient de k m/s	Degré de perméabilité
K1	10 ⁻¹ à 10 ⁻³	Très élevé
K2	10 ⁻³ à 10 ⁻⁵	élevé
K3	10 ⁻⁵ à 10 ⁻⁷	Faible
K4	10 ⁻⁷ à 10 ⁻⁹	Très faible
K5	10 ⁻⁹ à 10 ⁻¹²	Pratiquement imperméable

Les résultats de la perméabilité de la masse rocheuse obtenus par les essais in-situ sont représentés dans le tableau 9 :

Tableau 9: Perméabilité de site du tunnel bitube

Zone	Sondage	Type d'essais	Perméabilité (ms ⁻¹)	Classe	Description
Portail Nord du tunnel	FT1	Lugeon	0.00204×10^{-7}	K4	Très faible
		Lefranc	1.17×10^{-7}	K3	faible
	FT2	Lugeon	0.02×10^{-7}	K4	Très faible
	FT3	Lugeon	0.01×10^{-7}	K4	Très faible
Portail Sud du tunnel	FT4	Lugeon	2.02×10^{-7}	K3	faible
	FT5	Lefranc	0.00366×10^{-7}	K4	Très faible

Grace autableau(9), le massif rocheux encaissant se caractérise par une perméabilité faible à très faible de classe K3 à K4.

➤ **Caractérisation des joints la perméabilité des joints**

On peut déterminer certaines caractéristiques des joints suivant les résultats de l'essai Lugeon.

Tableau 10: classification de masse rocheuse selon la perméabilité.Houlsby, 1977

Lugeon value	Strong, rock massive with continuous jointing	Weak, heavily jointed rock
0	Completely tight	Completely tight
1	Sometime open joints up to about 1 mm	Sometimes open to hair crack size of 0.3 mm
3.5	Occasionally open to 2.5 mm	Occasionally open to 1.2 mm
20	Often open to 1.2 mm	Often open to 1.2 mm
50	Often open to 2.5 mm	Often open to 2.5 mm
100	Often open to 6.2 mm	Often open to 6.2 mm

La perméabilité de la masse rocheuse est et les valeurs de l'essai Lugeon sont dans l'intervalle de 1 à 3.5 ($1 \leq k \leq 3.5$), ce qui signifie que les joints sont rarement ouverts plus de 1 mm.

Les résultats de la perméabilité de la masse rocheuse sont résumés dans le tableau :

Tableau 11 : de la perméabilité de la masse rocheuse, évalué par les différentes méthodes

Méthode	K	Classe	Description
Fréquence des joints (plus de 150 joints/m)	2.76×10^{-7}	K4	Légèrement perméable
	8.3×10^{-9}	K4	Légèrement perméable
Espacement des joints (0.006 à 0.2 m) formule	2.76×10^{-7}	K4	Légèrement perméable
	8.3×10^{-9}	K4	Légèrement perméable
Essai In-situ lugeon et Lefranc	2.02×10^{-7}	K4	Très faible
	0.002×10^{-7}	K4	Très faible

A partir de tableau(11), les trois méthodes permettent de donner une perméabilité dans le même intervalle (10^{-7} à 10^{-9}) et de même classe (K4). ce qui donne une perméabilité très faible.

VI. Conclusion :

La masse rocheuse du site constitué d'une alternance rythmique d'argilite (flyshshisto-gréseux) schisteuse et parfois par des bancs centimétriques de grés quartzitique, ce qui montre qu'elle est devenue discontinuée et très fracturés et rapidement altérée.

L'étude structurale des joints a indiqué que la masse rocheuse du site du tunnel est traversée par deux familles dominantes. Celle la plus réponde, correspond aux plans de schistosité, de direction de N 110° à 130°E et plongement entre 60° et 90° vers le SE. En revanche la deuxième est celle de direction N 80° à 90 E, plongement entre 60° à 90° vers NW, et correspond aux plans de stratifications. Il existe une troisième famille des joints aléatoires faiblement dispersée.

Les joints sont caractérisés par un espacement très faible (< 0.006 à 0.20) et une fréquence forte, ce qui résulte des blocs individuels très petit à petit (<0.002m³ à 0.008m³).

Les surfaces des joints sont caractérisées par des persistances moyennes à élevées. Elle montre un aspect planaires sur les affleurements. Les épontes des joints sont totalement lisses. En outre, les joints montrent des ouvertures extrêmement étroites à fermer (< 1 mm) et parfois remplies par un remplissage dure tel que le quartz.

La perméabilité de la masses rocheuses du site du tunnel est peu perméable à perméables comme prouvés par les différents méthodes utilisées dans le calcul (essai in-situ, fréquence des joints, espacement des joints).

Les données collectés et les résultats obtenus dans ce chapitre sur les caractéristiques des joints et de la masse rocheuse, vont nous aider énormément de faire une évaluation empirique de la qualité de la masse rocheuses, ainsi ses caractéristiques mécaniques, et également les conditions de creusement du tunnel et les types de soutènement.

Chapitre IV

Classification de la masse rocheuse

I. Introduction

Pendant les phases préliminaires et de faisabilité de la conception d'un projet, quand très peu d'informations détaillées sont disponibles sur les caractéristiques de la masse rocheuse (contraintes, perméabilité ... etc), il est indispensable d'utiliser la classification géomecanique. Cette dernière est une méthode qui n'estime pas directement les propriétés mécaniques, mais d'apprécier par le biais de formules empiriques. En d'autres termes les résultats obtenus donnent une appréciation de la qualité de la masse rocheuse en termes subjectifs tels que : faible, acceptable, bon, très bon (Edelbro, 2003, 2004)

Au cours des cinq dernières décennies, plusieurs systèmes de classification de la masse rocheuse ont été proposés par différents chercheurs. Tous les systèmes ont la tendance d'utiliser les caractéristiques de la masse rocheuse, déterminées par des méthodes quantitatives ou qualitatives. Cependant, aucun de ces systèmes ne pourrait utiliser toutes les caractéristiques, cela peut être dû au manque d'homogénéité et d'isotropie de la masse rocheuse. Généralement les caractéristiques d'une masse rocheuse particulière pourraient varier d'un site à un autre site. Cela a conduit à la création de divers systèmes de classification à la place d'un système unique. Les systèmes de classification les plus connus et utilisés sont :

- Rock Quality Designation (RQD) Deere (1964).
- RMR (Rock mass rating) Bieniawski (1989).
- Système Q Barton et al. (1974).
- GSI Hoek et al., (1995).

II.1 Rock Quality Designation (RQD)

L'indice RQD (Rock Quality Designation) a été développé par Deere et al (1967). Il est défini comme le pourcentage des carottes des roches qui ont une longueur égale ou supérieure à 10 cm sur la longueur totale du forage.

$$RQD = \frac{100 \times \text{longueur totale des morceaux} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe de carottage}} \quad (14)$$

La relation entre la valeur numérique du RQD et la qualité de la masse rocheuse proposée par Deere (1968) est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 12: Relation entre le RQD et la qualité de la masse rocheuse (Deere, 1968).

RQD (%)	< 25	25 – 50	50 – 75	75 – 90	90 – 100
La qualité de la roche	Très mauvaise	Mauvaise	Moyenne	Bonne	Très bonne

Le RQD peut évaluer indirectement par la formule 15, dans le but de valider les résultats des sondages. La formule est suggérée par Palmström (1982)

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \quad (15)$$

Priest et Hudson (1976) trouvent qu'une évaluation du RQD peut être obtenue à partir de la fréquence des joints sur une surface de la masse rocheuse en utilisant la formule suivante :

$$RQD = 100 e^{-0.1\lambda} \quad (16)$$

Les masses rocheuses schisteuses et feuilletées peuvent avoir des valeurs élevées du RQD par le carottage. Après un séchage de quelques semaines, les carottes peuvent se composer en petites morceaux, et le RQD pourrait être de zéro. Dans tels cas, il est difficile de dire quele RQD doit être utilisée dans le calcul, et cette incertitude doit être pris en compte dans la conception du support.

II.2. Système Q

Le système Q a été introduit par Barton,(1974). Ce système est établi sur la base de l'analyse d'un grand nombre de cas d'excavations souterraines, il permet de rendre compte de la qualité de la surface de discontinuités, afin d'en détermine le comportement mécanique de la masse rocheuse. Ce système a été actualisé plusieurs fois pour le rendre plus facile et plus adéquat. Il est recommandé spécialement pour les tunnels et les cavernes. La valeur intrinsèque de l'indice Q est donnée par :

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

Où : RQD : est désigné la qualité de la roche.

J_n : représente le nombre de familles de joints.

J_r : représente la rugosité des joints.

J_a : représente le degré d'altération des joints.

J_w : représente le régime hydraulique.

SRF :(stress réduction factor) est le facteur de réduction des contraintes.

Le Q peut alors être considéré comme une fonction de trois paramètres :

$\frac{RQD}{J_n}$: La taille des blocs (V_b).

$\frac{J_r}{J_a}$: La résistance au cisaillement des blocs entre eux.

$\frac{J_w}{SRF}$: Les contraintes forces actives.

Parfois il est difficile de déterminer le RQD dans certains cas de la masse rocheuse tel que : très fracturé, faiblement, ou fortement altérée et donne un matériau non cohésif comme le sol. Dans ce cas la valeur du RQD devrait prendre égale à 10 dans le calcul du système Q, puisque l'effet du matériau est comme l'effet d'une zone de faiblesse par rapport à la roche environnante (NGI Q-system, 2013).

La masse rocheuse est classée dans neuf catégories (09) basées sur la valeur du système Q. Les tableaux des notes de l'évaluation des paramètres du Q sont jointés en annexe

Tableau 13: Classification de la masse rocheuse selon Système Q (Barton et al. 1974).

Q	Groupe	Classification
10 – 40 40 – 100 100 – 400 400 – 1000	1	Bonne Très bonne Extrêmement bonne Exceptionnellement bonne
0.10 – 1.0 1.0 – 4.0 4.0 – 10.0	2	Très mauvaise Mauvaise Moyenne
0.001 – 0.01 0.01 – 0.1	3	Exceptionnellement mauvaise Extrêmement mauvaise

II.3. Rock Mass Rating (RMR)

Bieniawski (1973) a introduit la classification géomécanique, qu'elle s'appelle : **Rock Mass Rating (RMR)**. Ce système a été révisé plusieurs fois, la dernière version révisée est celle de 1989. Les six paramètres utilisés dans le calcul du RMR sont :

- (1) Uniaxial compressive de la roche intacte, (2) Rock Quality Designation (RQD), (3) Espacement des joints, (4) Conditions des joints, (5) Régime hydraulique, (6) Orientation des joints.

Chacun de ces paramètres ci-dessus est attribué avec une note qui symbolise

la description de la masse rocheuse, dont la somme de ces six notes, donne la note finale de RMR (Bieniwaski, 1989).

$$\text{RMR} = \text{RMR}_{\text{basique}} + \text{ajustement pour l'orientation des joints} \quad (18)$$

La somme des cinq premiers paramètres représente la note du système $\text{RMR}_{\text{basic}}$:

$$\text{RMR}_{\text{basic}} = \sum \text{paramètres}(1 + 2 + 3 + 4 + 5) \quad (19)$$

Le sixième paramètre est traité séparément, il sert à ajuster la note finale du RMR. Ce sixième paramètre a un signe négatif, représente l'influence de l'orientation des joints sur l'avancement des travaux lors de la réalisation de l'ouvrage.

Le système RMR peut évaluer indirectement par des corrélations avec le système Q :

$$\text{RMR} = 9 \ln Q + 44 \quad (\text{Bieniawski, 1989}) \quad (20)$$

$$\text{RMR} = 15 \log Q + 50 \quad (\text{Barton, 1995}) \quad (21)$$

La classification de la masse rocheuse selon RMR est donnée dans le Tableau 14.

Tableau 14 : Evaluations de la masse rocheuse selon le système RMR(Bieniawski, 1989)

RMR	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 21
Qualité de la masse rocheuse	Très bonne	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise

Les tableaux des notes attribuées aux autres paramètres du RMR, sont jointés en annexe

II.4. Geological strength index GSI

Le GSI (geological strength index) est un nombre sans dimension de Hoek et Brown (1995), déterminé empiriquement, varie entre 5 et 95 (tableau 15 de Hoek et al., 1995). Les diagrammes servant à la détermination du GSI sont jointés en annexe

Tableau15 :GSI et la qualité du massif rocheux (Hoek et al., 1995)

GSI	76 – 95	56 – 75	41 – 55	21 – 40	< 20
Qualité de la masse rocheuse	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais

Dans de la dernière décennie, le GSI a développé et modifiés, en particulier pour évaluer les masses rocheuse hétérogène et de mauvaise qualité dans la conception de projets tels que les tunnels, les pentes et fondations dans les roches (Hoek et al 1998, 2005, Ulusay 1999, 2002 ;Marinos et Hoek 2000, 2001 ; Cai et al. 2004).Le GSI peut évaluer en utilisant d'autre méthodes qui sont basées :

1) **Sur l'observation de terrain** :Le GSI a été développé sur la base des observations de terrain d'un ingénieur géologue expérimenté qui peut évaluer les conditions de masse rocheuse à partir des affleurements (Hoek et Brown, 1997).

2) **Sur la base d'un autre système de classification** :selon cette méthode, le GSI est déterminé à travers autre système de classification comme RMR :

$$GSI = RMR_{89} - 5, RMR_{89} > 23 \quad (22)$$

3) **Sur le volume de bloc (Vb) et le paramètre Jc (Joint Surface Condition Factor)** : une nouvelle approche récemment proposée par Cai et al. (2004), elle est basée sur Vb et Jc. Cette approche est introduite pour augmenter la performance du GSI pour le mettre plus quantitatif. Le Jc est défini comme suit (Palmstrom, 1995) :

$$Jc = Jw \cdot Js / Ja \quad (23)$$

Où : Jw, Js et Ja sont l'ondulation sur grand échelle, petite échelle de lissage et facteur d'altération respectivement.

On peut aussi déterminer GSI à partir du diagramme du Cai (2004) (voir annexe)

4) **Estimation du GSI dans les termes de RQD et JCond89 (Hoek et Al., 2013)** :

$$GSI = 1.5 JCond_{89} + RQD/2 \quad (24)$$

JCond89 : évaluation des conditions de joints selon les tableaux de Bieniawski (1989).

III. Campagne d'investigation géotechnique sur le site

Le CTPP¹ et SNC-LAVALIN² a été effectué une campagne de reconnaissance géotechnique sur le site. Le programme d'investigation géotechnique poursuivi a comporté la réalisation de six sondages carottés (fig.36).

Tableau 16 : Coordonnées et profondeur des sondages

sondages	Localisation		Evaluation (m)	Profondeur
	X	Y		
FT1	747042	4061076	604	120/
FT2	747135	4060884	588	105/
FT3	747343	4060668	616	128
FT4	748107	4060108	552	70
FT5	748264	4060065	510	30
FT6	748373	4059923	502	30

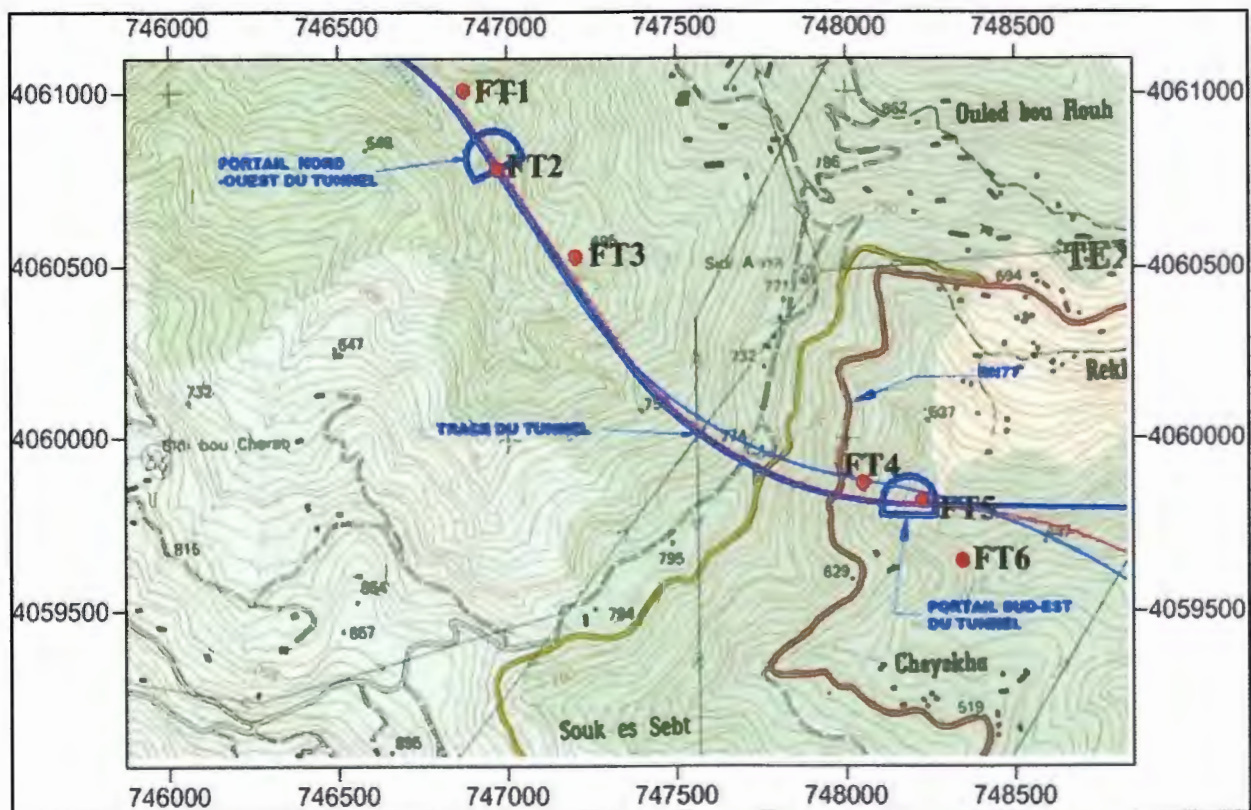


Figure29 : Localisation des sondages par rapport au tracé du tunnel
(Extrait de la carte Texanna NJ-31-V1-42 Ouest)

¹CTPP : organisme notionnel de contrôle technique des travaux publics

²SNC-LAVALIN :

Une coupe lithologique est réalisée parallèle au tracé du tunnel, par la corrélation entre les logs des six sondages effectués au niveau du site.

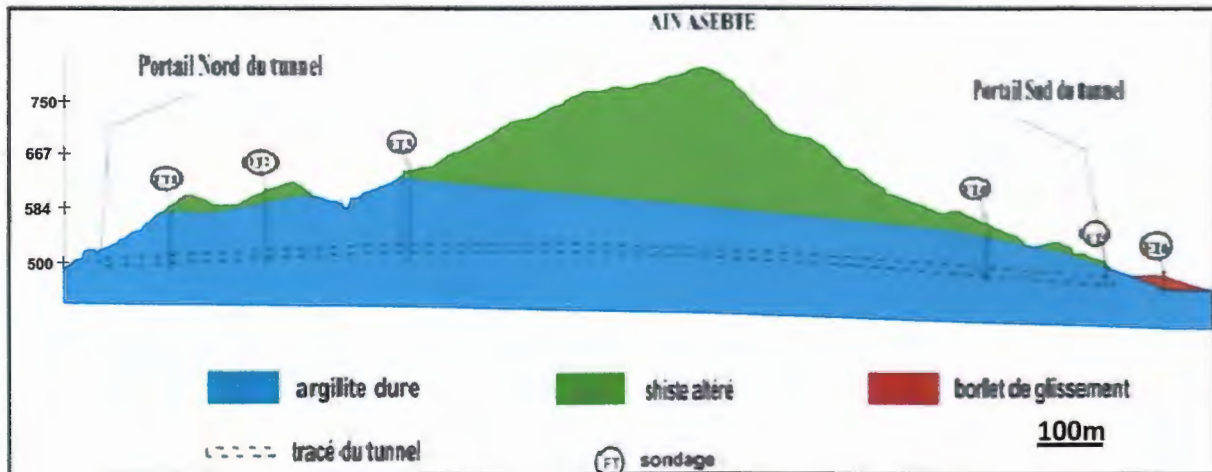


Figure 30 : coupe lithologique parallèle au tracé du tunnel

VI. Classification de la masse rocheuse du site du tunnel

Le tunnel choisi à réaliser au niveau du site est de type bitube (deux tunnels parallèles à double voies). Lorsque les deux tunnels ont le même tracé (parallèles) et traversent la même masse rocheuse (Flysch shisto-gréseux), l'étude se focalise sur un seul tunnel.

Les systèmes de classification utilisés pour déterminer la qualité de la masse rocheuse du site du tunnel sont : RQD, RMR, Q et GSI. Les caractéristiques de la masse rocheuse sont évaluées par deux méthodes :

- À partir des affleurements (scanline)
- A partir des carottes des sondages

En vue de la longueur du tunnel d'une part et pour obtenir une meilleure image sur la structure et la qualité de la masse rocheuse, notre étude se fera au niveau des portails Nord et Sud séparément, afin de faire une corrélation et comparaison entre les résultats obtenus dans les deux portails.

IV.1. Classification de la masse rocheuse du site du tunnel par RQD

L'évaluation de la qualité de la masse rocheuse du site par le système RQD est faite à partir des données sondages effectuées sur le site et à partir des affleurements (scanline) et indirectement par des corrélations avec d'autres paramètres.

Les résultats du RQD obtenus par les sondages sont représentés graphiquement pour voir la qualité de la masse rocheuse et son hétérogénéité ou homogénéité en profondeur.

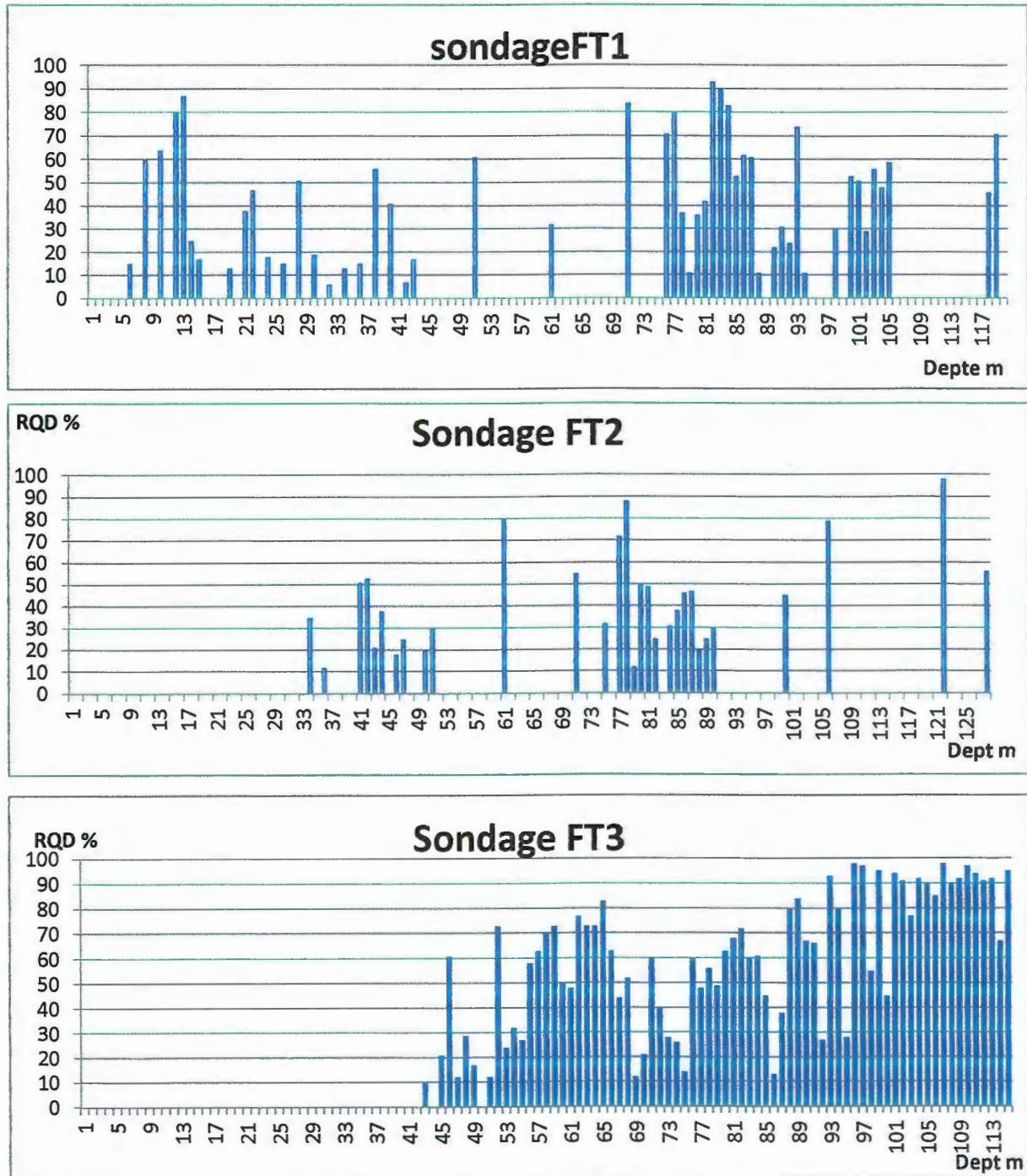


Figure 31: RQD en fonction de la profondeur (Portail Nord du tunnel)

Pour les sondages FT1, FT2 la masse rocheuse est discontinuée et très fracturée ce qui est matérialisé par la variation aléatoire et discontinue des valeurs du RQD. Par contre, au niveau du sondage FT3, les valeurs du RQD sont acceptables à partir de la profondeur 53, avec la présence des valeurs faibles du RQD au niveau de certaines profondeurs (69,89...etc), ce qui prouve l'hétérogénéité de la masse rocheuse.

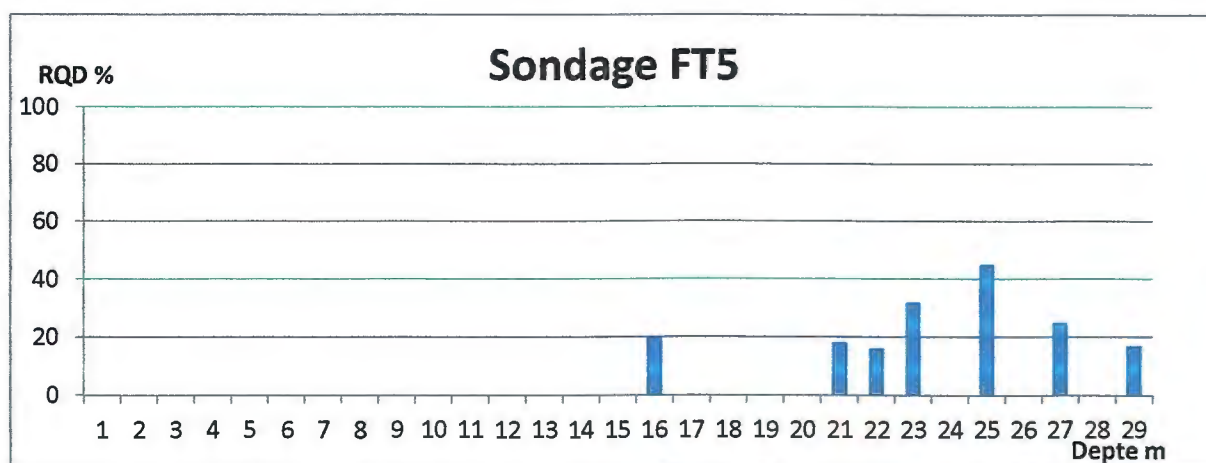
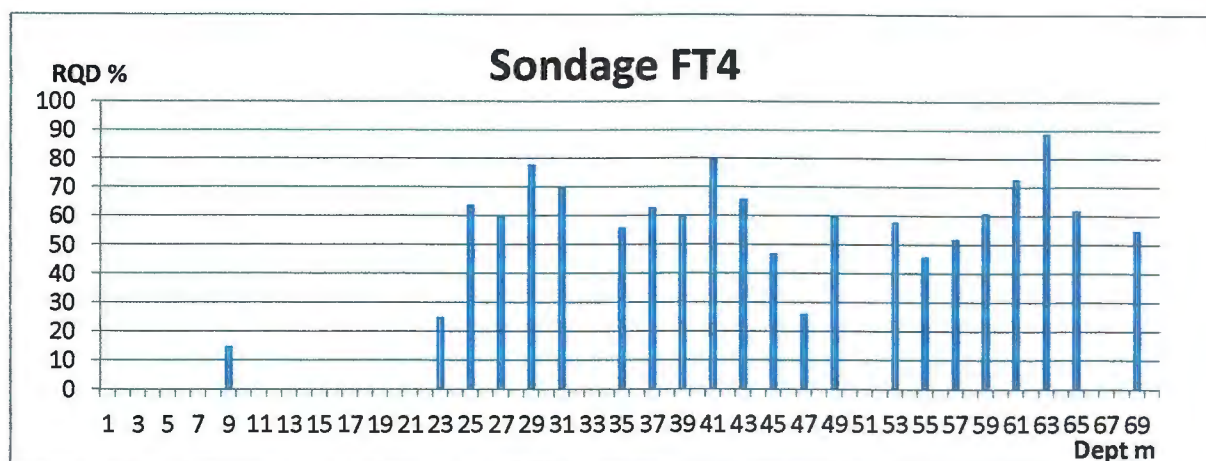


Figure 32: RQD en fonction de la profondeur (Portail Sud)

D’après les graphes obtenus, on remarque les faibles valeurs du RQD sont au niveau des sondages FT4 et FT5, qui sont correspondants au portail sud du tunnel. Ce qui prouve que la masse rocheuse très fracturée et hétérogène.

La classification de la masse rocheuse du site du tunnel selon le système RQDest figurée sur le tableau suivant :

Tableau 17: Classification de la masse rocheuse selon RQD

RQD	Portail	Note	Classes RQD	Description
A partir de sondage	Nord	50%	50 – 75%	Moyenne
	Sud	47%	25 – 50%	Mauvaise
A partir de scanlin	Nord	22%	< 25%	Très mauvaise
	Sud	18%	< 25%	Très mauvaise
$RQD = 100 e^{-0.1L}$		45%	25 – 50%	Mauvaise
$RQD = 115 - 3.3 Jv$		33%	25 – 50%	Mauvaise

Selon le tableau 17, la masse rocheuse du site du tunnel est de mauvaise à très mauvaise qualité au niveau des deux portails d'après les valeurs du RQD obtenus par l'évaluation directe sur l'affleurement. Selon RQD calculé à partir des données des sondages la masse rocheuse est de qualité moyenne au niveau du portail Nord et de mauvaise qualité au niveau du portail Sud. On déduit que la masse rocheuse en générale est de qualité mauvaise à très mauvaise.

IV.2. Classification de la masse rocheuse selon le système Q :

Le système Q va appliquer au niveau des deux portails du tunnel séparément, en utilisant les données obtenues par la méthode du scanlin et les données sondages (tableaux 18, 19)

➤ **A partir des données des sondages**

Tableau 18: Evaluation des paramètres du système Q au niveau du portail Nord

Portail Nord			
Paramétrés	Description	Notes	
Description de la fracturation (RQD)	Moyen (50 %-75%)	B	50%
Nombre de familles de discontinuité (Jn)	Deux familles des discontinuités + une dispersée	E	4
Rugosité des discontinuités (Jr)	Discontinuité lisse et planaire	F	1
Altération de la discontinuité (Ja)	Enduit silteux ou sableux faiblement argileux (20° - 25°)	D	2
Effet de l'eau (Jw)	Pression ou débit exceptionnellement élevé au moment de l'abattage puis diminuant avec le temps	E	0.2
Facteur de contrainte (SRF)	Une zone d'altération isolée contenant d'argilite ou des matériaux chimiques dégradé à une profondeur > 50m	C	5

Tableau 19 : Evaluation des paramètres du système Q au niveau du portail Sud

Portail Sud			
Paramétrés	Description	Notes	
Description de la fracturation (RQD)	Faible (25%-50 %)	B	47%
Nombre de familles de discontinuité (Jn)	Deux familles des discontinuités + une dispersée	E	4
Rugosité des discontinuités (Jr)	Discontinuité lisse et planaire	F	1
Altération de la discontinuité (Ja)	enduit silteux ou sableux faiblement argileux (20° - 25°)	D	2
Effet de l'eau (Jw)	Pression ou débit exceptionnellement élevé au moment de l'abattage puis diminuant avec le temps > 100m	E	0.15
Facteur de contrainte (SRF)	une zone d'altération isolée contenant d'argilite ou des matériaux chimiques dégradé à une profondeur > 50m	C	5

➤ A partir des données obtenues par la méthode de Scanlin

Tableau 20: Evaluation des paramètres du système Q au niveau du portail Nord

Portail Nord			
Paramétrés	Description	Notes	
Description de la fracturation (RQD)	très faible 25%-50 %	B	22%
Nombre de familles de discontinuité (Jn)	deux familles et des discontinuités dispersées	E	4
Rugosité des discontinuités (Jr)	discontinuité lisse et planaire	F	1
Altération de la discontinuité (Ja)	enduit silteux ou sableux faiblement argileux (20° -25°)	D	2
Effet de l'eau (Jw)	pression ou débit exceptionnellement élevé au moment de l'abattage puis diminuant avec le temps	E	0.2
Facteur de contrainte (SRF)	une zone d'altération isolée contenant d'argilite ou des matériaux chimiques dégradé à une profondeur > 50m	C	5

Tableau 21: Evaluation des paramètres du au niveau du portail Sud par le système Q

Portail Sud			
Paramétrés	Description	Notes	
Description de la fracturation (RQD)	très faible 25%-50 %	B	18%
Nombre de familles de discontinuité (Jn)	deux familles et des discontinuités dispersées	E	4
Rugosité des discontinuités (Jr)F	discontinuité lisse et planaire	F	1
Altération de la discontinuité (Ja)	enduit silteux ou sableux faiblement argileux (20° -25°)	D	2
Effet de l'eau (Jw)	pression ou débit exceptionnellement élevé au moment de l'abattage puis diminuant avec le temps	E	0.15
Facteur de contrainte (SRF)	une zone d'altération isolée contenant d'argilite ou des matériaux chimiques dégradé à une profondeur > 50m	C	5

Les notes finales du système Q obtenues par la classification de la masse rocheuse au niveau du site du tunnel à partir des deux sources des données sont reportées sur le tableau 22:

Tableau 22: Classification de la masse rocheuse au niveau du portail Sud par le système Q

Source des données	Sondages		Scanlin	
	Portail Nord	Portail Sud	Portail Nord	Portail Sud
La taille des blocs (RQD/Jn)	12.5	11.75	5.5	4.5
La résistance au cisaillement des blocs entre eux (Jr/Ja)	0.5	0.5	0.5	0.5
Les contraintes forces actives (Jw/SRF)	0.04	0.03	0.04	0.03
La valeur du système Q	0.25	0.18	0.11	0.07
Classe	6	6	7	7
Description	Très mauvaise	Très mauvaise	Extrêmement mauvaise	Extrêmement mauvaise

La masse rocheuse est extrêmement mauvaise au niveau des deux portails selon les notes du système Q obtenus par la méthode de scanlin. En revanche elle est classée comme de mauvaise qualité au niveau des deux portails, selon les notes du Q obtenus à partir des données des sondages.

IV.3. Classification de la masse rocheuse du site du tunnel par RMR₈₉

La qualité de la masse rocheuse s'évalue selon le système RMR au niveau des deux portails séparément. Les paramètres du RMR sont estimés directement par la méthode du scanlin et les données des sondages, et indirectement par des corrélations.

La figure qui suit montre la direction de famille dominante des joints par rapport à l'axe du tunnel.

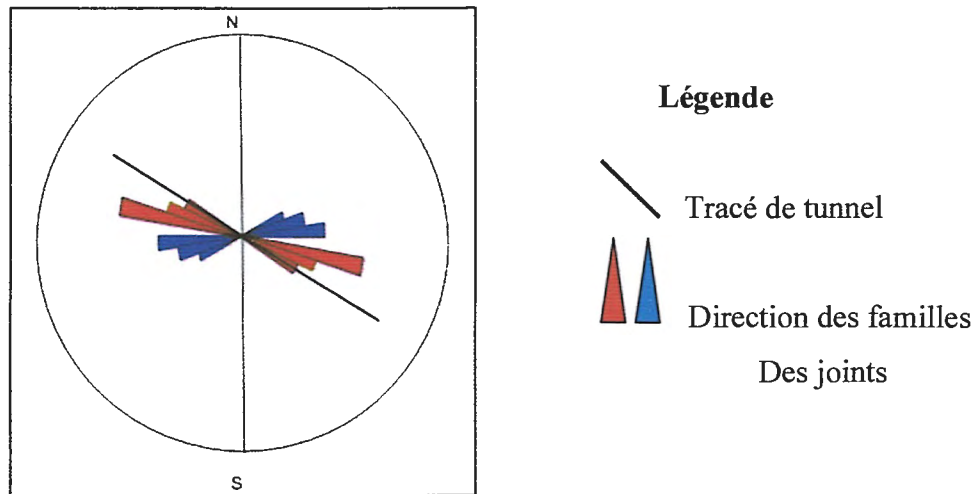


Figure 33: direction de tunnel par rapport à la direction des familles des joints

Le diagramme de la figure montre que l'axe du tunnel est parallèle à la direction de la famille dominante des joints (plans de schistosité), en outre le pendage de cette famille varie de 60° à 90° vers le Sud-Est. D'après les tableaux de Bieniawski, 1989 (Voir annexe), c'est une famille défavorable à l'ouvrage, et correspond à la note -12.

Tableau 23: Notes du système (RMR) à partir de sondage

Paramétrés	Portail Nord du tunnel			Portail Sud du tunnel		
	Evaluation	Classe	Notes (%)	Evaluation	Classe	Notes (%)
Résistance de la roche intacte	11MPa	10 – 25MPa	2	9MPa	3 – 10MPa	2
RQD	59%	50 – 75%	13	47%	25 – 50%	8
Espacement des joints (Fermé)	0.18m	0.006– 0.2	8	0.18m	0.006– 0.2	8
Conditions des joints (lisses ou épaisseur du matériel de remplissage)	≤1 mm	< 1 mm	25	≤1 mm	< 1 mm	25
Condition de l'eau souterraine	Saturé	Saturé	04	Mouille	Mouille	7
Ajustement de l'orientation des joints	Très défavorable	60° à 90°	- 12	Très défavorable	60° à 90°	- 12
Notefinale du RMR (%)	40			38		
Classe	21%- 40%			21%- 40%		
Description	Mauvaise			Mauvaise		

Les notes attribuées à chaque paramètre du système RMR et ses notes finales par la méthode du scanlin sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 24: Notes système (RMR) à partir du scanlin

Les paramètres	Portail Nord du tunnel			Portail Sud du tunnel		
	Evaluation	Classe	Notes (%)	Evaluation	Classe	Notes (%)
Résistance de la roche intacte	10 MPa	10 – 25MPa	2	9MPa	3 – 10MPa	2
RQD	10 -20%	< 25 %	3	10 -20%	< 25 %	3
Espacement des joints (Fermé)	0.2m	0.006 à 0.20 m	8	0.2m	de 0.006 à 0.20 m	8
Conditions des joints (lisses ou épaisseur du matériel de remplissage)	≤1 mm	< 1 mm	20	≤1 mm	< 1 mm	20
Condition de l'eau souterraine	Saturé	Saturé	04	Mouille	Mouille	7
Ajustement de l'orientation des joints	Très défavorable	60° à 90°	- 12	Très défavorable	60° à 90°	- 12
Note finale du RMR (%)	25			28		
Classe	21%- 40%			21%- 40%		
Description	Mauvaise			Mauvaise		

Les notes finales du système RMR évaluées par les corrélations du système Q sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 25: Les notes du RMR évalués par les corrélations

	Portail	RMR ₈₉	Q	RMR = 9 lnQ+44	RMR= 15 logQ+50	Classe	Classification
Sondages	Nord	40	0.25	31	40	40 –21	Mauvaise
	Sud	38	0.18	29	39	40 –21	Mauvaise
Scanlin	Nord	30	0.11	24	35	40 – 21	Mauvaise
	Sud	33	0.07	20	33	40 – 21	Mauvaise

Toutes les notes du RMR obtenus par les trois méthodes d'évaluation (scanlin, sondages, corrélation) sont correspond à la classe 21%- 40%, ce qui montre que la masse rocheuse est de mauvaise qualité au niveau du site.

IV.4. Classification de la masse rocheuse selon le système GSI

Le système GSI de la masse rocheuse est calculé selon quatre méthodes différentes (tableau 28) direct (en utilisant les diagrammes de Hoek), corrélation avec RMR89, selon VB et Jc et finalement selon Jcondition89 et RQD.

La majorité des notes obtenus du GSI correspond à la classe 21-40 ce qui donne que par la masse rocheuse du site du tunnel est de mauvaise qualité (tableau 26).

Tableau 26: Classification de la masse rocheuse selon GSI

GSI							
Méthode		Portail		Note	classe	Classification	
Direct		Nord		29	21 – 40	Mauvaise	
		Sud		27	21 – 40	Mauvaise	
Selon RMR ₈₉	Calcul direct		Sondage	Nord	35	21 – 40	Mauvaise
				Sud	33	21 – 40	Mauvaise
			Scanlin	Nord	25	21 – 40	Mauvaise
				Sud	24	21 – 40	Mauvaise
	Corrélation Bieniawski, 1989		Sondage	Nord	26	21 – 40	Mauvaise
				Sud	24	21 – 40	Mauvaise
			Scanlin	Nord	19	<20	Très mauvaise
				Sud	15	<20	Très mauvaise
	Corrélation Barton, 1995		Sondage	Nord	35	21 – 40	Mauvaise
				Sud	34	21 – 40	Mauvaise
			Scanlin	Nord	30	21 – 40	Mauvaise
				Sud	28	21 – 40	Mauvaise
Selon VB et JC				26	21 – 40	Mauvaise	
Selon Jcon89 et RQD				25	21 – 40	Mauvaise	

V. Conclusion

Le tableau ci-après résume la classification de la masse rocheuse selon les quatre systèmes de classification RQD, Q, RMR et GSI. Les résultats de la classification, sont aboutis au même résultat, dont ils montrent que la masse rocheuse du site est de mauvaise qualité.

Tableau 27: classification de la masse rocheuse du site du tunnel

Systèmes	Sondages		Scanlin		Autres méthode					
	Portail		Portail		RQD = $100 e^{-0.1J_v}$	RQD = 115 - 3.3J _v				
	Nord	Sud	Nord	Sud						
RQD	50%	47%	22%	18%	45%	33%				
Classe	50-75%	25-50%	<25%	<25%	25-50%	25-50%				
Classification	moyen	mauvaise	Très mauvaise	Très mauvaise	mauvaise	mauvaise				
Q	0.25	0.18	0.11	0.07	X					
Classe	6	6	7	7						
Classification	Très mauvaise	Très mauvaise	Extrêmement mauvaise	Extrêmement mauvaise						
RMR	40	38	28	25	Corrélations					
					20-31	33-40				
Classe	21%-40%	21%-40%	21%-40%	21%-40%	21%-40%	21%-40%				
Classification	Mauvaise	Mauvaise	Mauvaise	Mauvaise	Mauvaise	Mauvaise				
GSI	Direct		Selon RMR (direct et corrélation)						Selon VB et JC	Jcon89 et RQD
	29	27	35	25	26	33	24	24	26	25
			19	35	30	15	34	28		
Classe	21 – 40		21 – 40 (19 et 15 < 25)						21 – 40	
Classification	Mauvaise		Généralement mauvaise						Mauvaise	

Chapitre V

**Résistance mécanique et
soutènement**

I. Introduction

La résistance de la masse rocheuse fracturée est certainement difficile à évaluer, puisque les essais de laboratoires sont effectués seulement sur des échantillons des carottes, dontils ne sont pas représentatifs pour un volume sensiblement plus grand de la masse rocheuse. En définissant les conditions existantes dans la masse rocheuse de façon analytique, la résistance mécanique peut être prévue par un critère de rupture.

En revanche les caractéristiques de la masse rocheuse peuvent évaluer empiriquement, en utilisant les résultats obtenus par certains systèmes de classification tel que : RMR, Q, GSI...etc.,

II. Critère de rupture de Hoek & Brown

Pour les masses rocheuses, le critère le plus utilisé est ceux de Hoek & Brown, qui a été développé pour répondre au manque de la disponibilité d'un critère de rupture qui simule bien la réalité (Hoek, 2002). Plus tard avec l'introduction du GSI, Hoek et al. (1995) ont présenté une actualisation de leur critère comme suit :

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} [m_b(\sigma_3'/\sigma_{ci}) + s]^a \quad (25)$$

Dans l'édition de 2002 du critère de rupture de Hoek–Brown, l'expression généralisée est utilisée, mais avec des modifications des valeurs de m_b , s et a .

$$m_b = m_i \exp [(GSI-100) / (28 - 14 D)] \quad (26)$$

$$s = \exp [(GSI-100) / (9 - 3 D)] \quad (27)$$

$$a = (1/2) + (1/6) (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (28)$$

Où :

σ_1 : Contrainte effective principale majeure à la rupture.

σ_3 : Contrainte effective principale mineure à la rupture.

m et s : deux paramètres constants dépendant aux caractéristiques de la massif rocheux.

σ_c : Résistance à la compression de la roche intacte

m_i , m_b , s et a sont des constantes relevant les caractéristiques de la roche intacte.

D : est un facteur qui dépend du degré de remaniement varie de 0 à 1. Il est déterminé à partir d'un digramme proposé par Hoek (2002) (voir annexe)

La résistance à la compression uniaxiale et celle à la traction de la masse rocheuse sont calculées comme suit (5) :

$$\sigma_{cm} = \sigma_c s^a \quad (29)$$

$$\sigma_{Tm} = s \sigma_c / m_b \quad (30)$$

➤ **Particularités des masses rocheuses hétérogènes de type Flyschs**

Le flysch représente un défi majeur pour les géologues et les ingénieurs. Car la complexité et l'hétérogénéité de ces formations et leur résultat historique de sédimentation et de leur mise en place tectonique, posent des problèmes à leur classification par les systèmes reconnus, et à l'évaluation de leurs propriétés mécaniques. Par conséquent Hoek et al ont proposé une nouvelle approche conçue spécialement pour évaluer les propriétés mécaniques des Flyschs, dont elle utilise le système GSI (Hoek et al, 2001).

III. Résistance mécanique de la masse rocheuse du site du tunnel

Les paramètres de la résistance de la masse rocheuse du site du tunnel sont évalués selon les notes du système GSI, dont ils sont obtenus par le calcul direct du GSI et par les corrélations. La valeur du facteur de remaniement (disturbance) utilisé dans les calculs est prise est égale à $D = 0.8$ pour augmenter la marge de sécurité.

Un logiciel s'appelle RocLab est utilisé pour évaluer les propriétés mécaniques de la masse rocheuse du site du tunnel, puisque ce logiciel contient la nouvelle approche qui est conçue particulièrement aux flyschs par l'utilisation du système GSI.

➤ **Roclab** :est un programme développé par hoek et Al, pour déterminer les paramètres de résistance de la masse rocheuse automatiquement par le critère de rupture de Hoek-Brown. Le RocLab fournit un traitement simple et intuitive qui permet aux utilisateurs d'obtenir facilement des estimations fiables des propriétés de la masse rocheuse ; et même de visualiser les effets de la modification des paramètres de la masse rocheuse sur les enveloppes de rupture tels que σ_{ci} , m_i et D , s , a , σ_{cm} , σ_{tm} , E_d , C et Φ .

Tableau28: Résistance mécanique de la masse rocheuse ($D = 0.8$) et ($m_i=6$)

Méthode		Portail	GSI	σ_c (MPa)	σ_{tm} (MPa)	Global strength(MPa)	
Direct		Nord	29	0.036	-0.002	0.336	
		Sud	27	0.029	-0.002	0.308	
Selon RMR	RMR ₈₉	Sondage	Nord	35	0.062	-0.004	0.428
			Sud	33	0.052	-0.004	0.396
		Scanline	Nord	25	0.024	-0.002	0.281
			Sud	24	0.021	-0.002	0.268
	Corrélation (Bieniawski, 1989)	Sondage	Nord	26	0.026	-0.002	0.294
			Sud	24	0.021	-0.002	0.268
		Scanline	Nord	19	0.012	-0.001	0.206
			Sud	15	0.007	-0.001	0.161
	Corrélation Barton, 1995	Sondage	Nord	35	0.062	-0.004	0.428
			Sud	34	0.057	-0.004	0.411
		Scanline	Nord	30	0.039	-0.003	0.350
			Sud	28	0.032	-0.002	0.322
Selon VB et JC			26	0.026	-0.002	0.294	
Selon Jcon et RQD			25	0.024	-0.002	0.281	

Le logiciel RocLab trace également les courbes de rupture caractéristiques en fonction de σ_1 et σ_3 et σ_1 en fonction de la contrainte tangentielle.

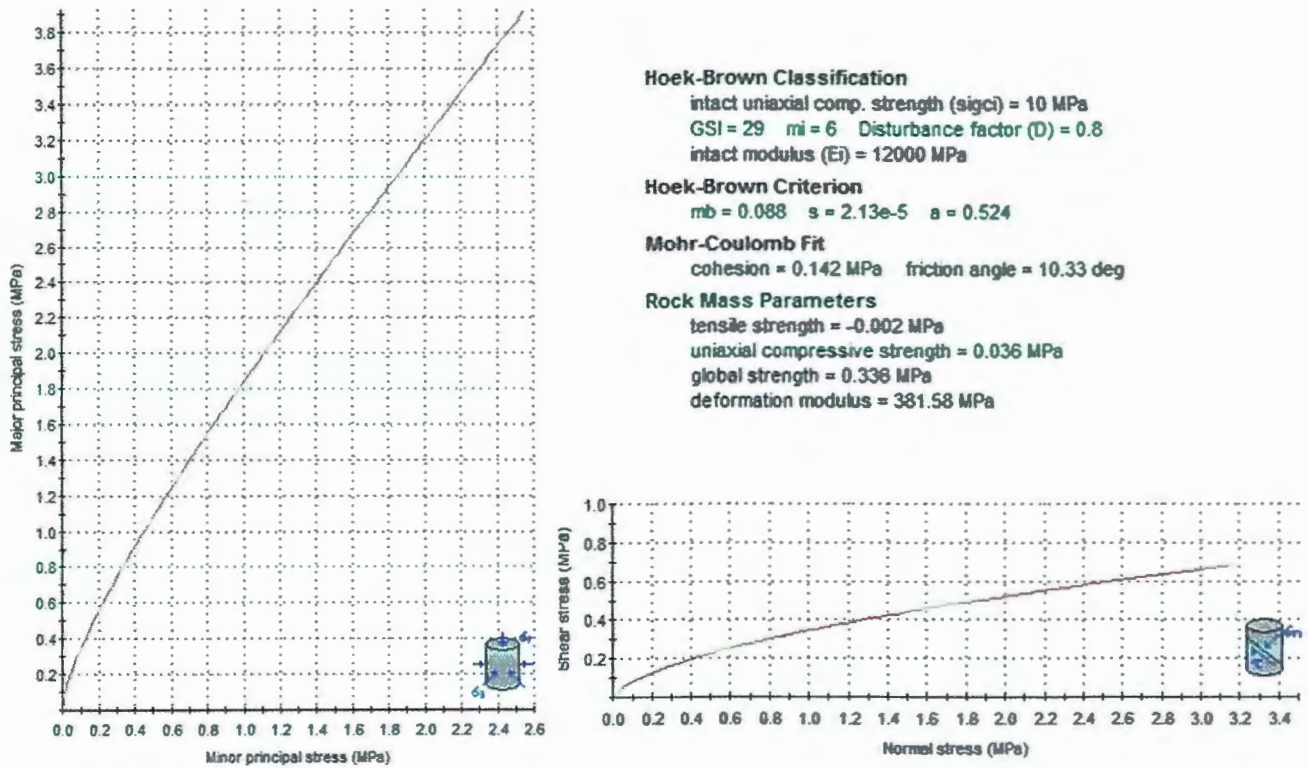


Figure 34: GSI 29 % à partir de Roclab

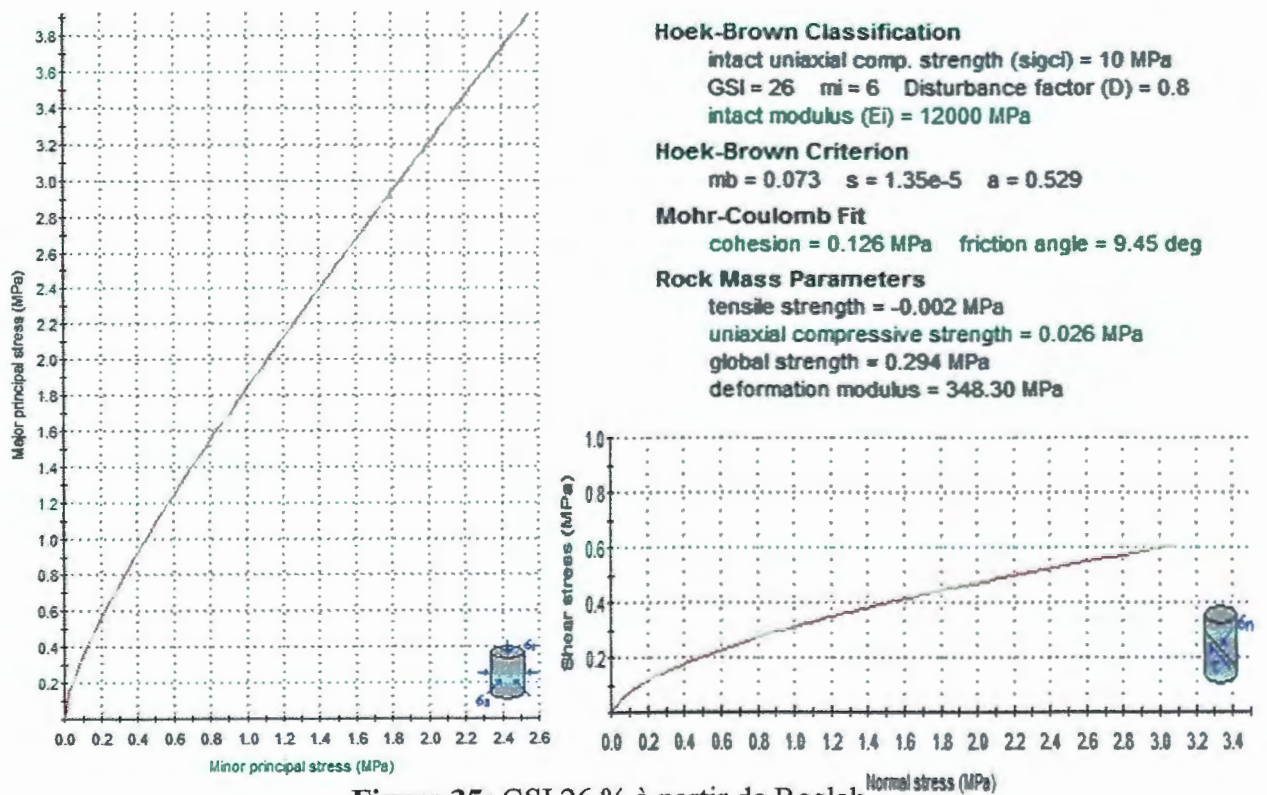


Figure 35: GSI 26 % à partir de Roclab

IV. Evaluation de la déformabilité de la masse rocheuse du site du tunnel

Le module de déformation est paramétré important pour contrôler la déformation de la masse rocheuse autour du tunnel. Il est effectivement différent de ceux de la roche intacte.

Le module de la masse rocheuse peut être obtenu par les méthodes directes (in situ, ex pressiomètre), qui nécessitent des opérations sur le terrain et coûteuses, semblables à ceux qui sont nécessaires pour obtenir σ_{cm} . Par conséquent, il existe des méthodes indirectes empiriques qui ont proposé le calcul du module in-situ de déformation basé sur un système particulier de la classification de la masse rocheuse

Tableau 29: Classification de la masse rocheuse selon la déformabilité

Classe	Module de déformation (GPa)	Description
D _{m1}	> 30	Massif très peu déformable
D _{m2}	10 à 30	Massif peu déformable
D _{m3}	3 à 10	Massif moyennement déformable
D _{m4}	1 à 3	Massif déformable
D _{m5}	0,1 à 1	Massif très déformable
D _{m6}	<0,1	Massif très extrêmement déformable

Pour la masse rocheuse en question, le module in-situ de déformation est évalué par deux méthodes, par les essais in-situ (pressiomètre) et empiriquement sur la base des résultats des systèmes de classification tels que GSI et RMR

Le module de déformation est évalué selon RMR ($RMR \leq 56$) par la formule de Sera Pereira (1983) : $E = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$ (31)

Tableau 30: Résultats du module de déformation de la masse rocheuse du site

Méthodes			Portail	Module E (GPa)	Classe	Description
Préssomètre			Nord	0.093	D _{m6}	Massif très extrêmement déformable
			Sud	0.060		
RocLab			Nord	0.062		
			Sud	0.048		
RMR	Selon RMR ₈₉	Sondage	Nord	0.0042		
			Sud	0.0037		
		Scanline	Nord	0.0023		
			Sud	0.0022		
	Corrélation Bieniawski, 1989	Sondage	Nord	0.0025		
			Sud	0.0022		
		Scanline	Nord	0.0016		
			Sud	0.0013		
	Corrélation Barton, 1995	Sondage	Nord	0.0042		
			Sud	0.0039		
		Scanline	Nord	0.0031		
			Sud	0.0028		

D'après les résultats obtenus du module de déformation, la masse rocheuse est très extrêmement déformable.

V. Type de soutènement et stabilité des excavations

L'objectif fondamental de la conception d'une excavation souterraine est d'utiliser la masse rocheuse elle-même comme le matériau principal de la construction et du soutènement au lieu d'utiliser autres matériaux comme l'acier et le béton, en essayant à chaque fois de minimiser les relâchements et les effondrements de la masse rocheuse pendant le processus d'excavation. La majorité des masses rocheuses dures, dans leurs états naturels, sont plus résistantes que le béton et même que l'acier, lorsqu'elles sont soumises à des contraintes de compression. Par conséquent, il n'a pas de sens économique pour remplacer un matériau qui peut être tout à fait convenable avec un qui peut être pas mieux.

En vue de la particularité de la masse rocheuse, dont leur comportement est contrôlé par certains paramètres tel que : échelle, profondeur, présence d'eau, fracturation...etc, il n'existe aucune norme universelle pour prévoir leur soutènement et évaluer la stabilité des excavations et pendant la conception du tunnel. Cette dernière implique souvent des problèmes, car la masse rocheuse et l'ouverture souterraine constituent une structure extrêmement complexe. Par conséquent, la prévision de soutènement et l'évaluation des exigences de la stabilité des excavations reposent en grande partie sur les observations, l'expérience et la vision personnelle des personnes impliquées dans le domaine de la construction de tunnels (Palmström, 1995).

A cet effet, les prévisions des soutènements sont appuyées sur des approches dans laquelle trois principaux groupes ont été pratiqués au cours de ces dernières années, à savoir

- Les systèmes de classification,
- L'analyse de l'interaction sol-support
- L'analyse des principaux blocs constituant la masse rocheuse

La prévision du soutènement de la masse rocheuse du site du tunnel est faite selon les résultats du système RMR et le système Q et la conception Stand up time de Terzaghi.

V.1. Selon Stand up Time:

La stabilité des excavations continues sans soutènement peut être évaluée à partir de la qualité de la masse rocheuse (selon RMR et Q) et la portée du tunnel en termes de Stand-Up-time en utilisant le graphe de (fig.43) (Barton, N and Bieniawski, ZT, 2008).

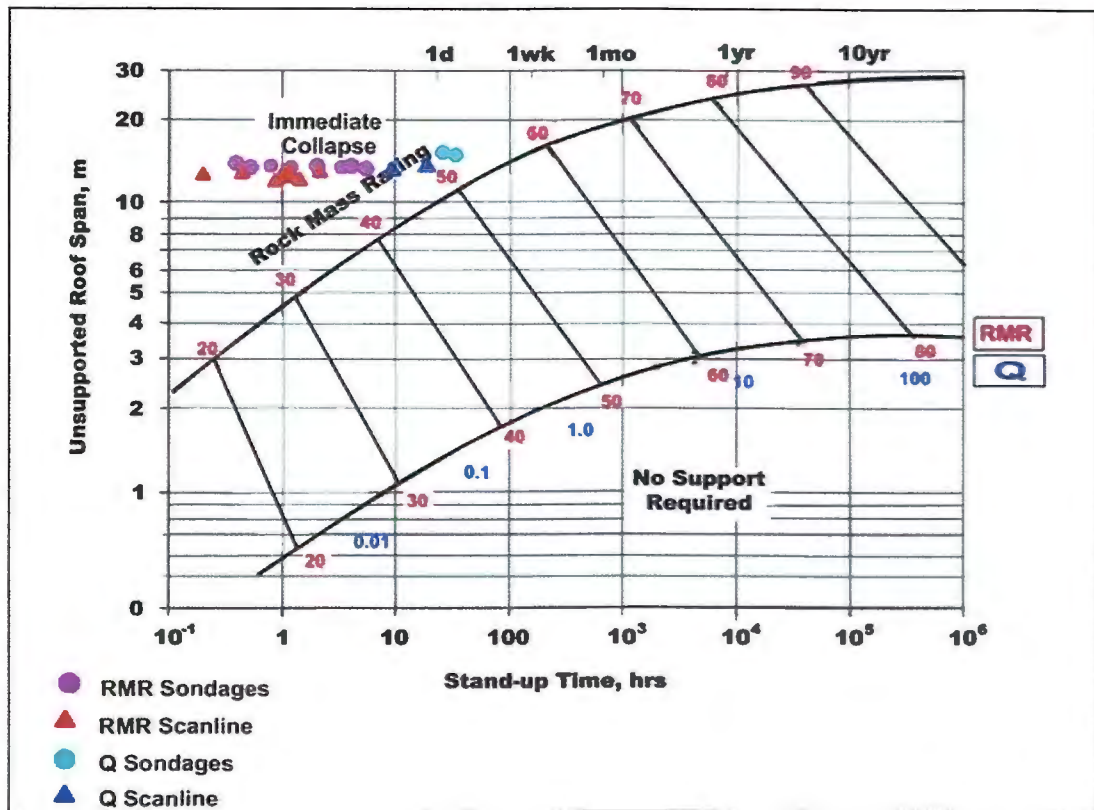


Figure 36:Prévision de soutènement en termes de Stand up time en fonction de la portée du tunnel et la qualité de la masse rocheuse (Barton, N and Bieniawski, ZT, 2008)

Les notes du RMR et Q projetés sur le graphe, elles sont situées dans la zone « Immédiate Collapse », on déduit que la masse rocheuse est de mauvaise qualité et va subir d’un effondrement immédiat lors des travaux de l’excavation, ce qui nécessite de prévoir un soutènement.

V.2. Selon RMR :

Généralement, le soutènement par béton projeté et le boulonnage en acier est en fonction de la qualité de la masse rocheuse et les dimensions du tunnel.

➤ **Evaluation de la charge rocheuse (Rock load) :**

La charge rocheuse appliquée sur un système de soutènement est en fonction de la qualité de la masse rocheuse et l’état initial de la contrainte. Pour une masse rocheuse n’est pas surchargée ou écrasée, la charge est calculée comme suit(Lowson, Bieniawski, 2013) :

$$Pr = \frac{100-RMR}{100} \times 10m \left(\frac{span}{10m}\right)^{1/2} \times \rho_r \times \gamma_r \quad (32)$$

Avec : γ_r est le facteur partiel et ρ_r est la densité de la masse rocheuse

Tableau 31: La charge rocheuse au niveau du tunnel de Texenna

Méthode		Portail	RMR	γ_r	ρ_r	Pr (MPa)
Selon RMR ₈₉	Sondage	Nord	35	1.5	27kN/m ³	0.32
		Sud	33			0.33
	Scanline	Nord	25			0.37
		Sud	24			0.38
Corrélation Bieniawski, 1989	Sondage	Nord	26			0.36
		Sud	24			0.38
	Scanline	Nord	19			0.40
		Sud	15			0.42
Corrélation Barton, 1995	Sondage	Nord	35	0.32		
		Sud	34	0.32		
	Scanline	Nord	30	0.35		
		Sud	28	0.36		

➤ **Espacement des boulons (BoltSpacing)**

L'espacement du boulon doit être contrôlé en fonction de la fréquence des fractures et le béton projeté nécessaire pour garantir un soutènement adéquat. L'espacement des boulons peut être estimé selon les notes du RMR comme suit (Lowson, Bieniawski, 2013) :

$$S_b = 0.5m + 2.5M \times \frac{RMR-20}{65} \text{ if } 20 < RMR \leq 85 \quad (33) \quad S_b = 0.25m + \frac{(RMR-10)^{1.5}}{140} m$$

$$\text{if } 10 < RMR \leq 20 \quad (34)$$

Les espacements des boulons obtenus sont reportés sur le tableau :

Tableau 32: Espacement des boulons selon les notes du RMR

RMR	Méthodes	Portail	RMR	SB (m)
RMR ₈₉	Sondage	Nord	35	1.07
		Sud	33	1
	Scanlin	Nord	25	0.69
		Sud	24	0.65
Corrélation Bieniawski, 1989	Sondage	Nord	26	0.73
		Sud	24	0.69
	Scanlin	Nord	19	0.44
		Sud	15	0.32
Corrélation Barton, 1995	Sondage	Nord	35	1.07
		Sud	34	1.03
	Scanlin	Nord	30	0.88
		Sud	28	0.8

L'espacement recommandé des boulons, pour soutenir la masse rocheuse pendant l'excavation, est en environ de 1.07 et 0.32 m.

➤ **Selon tableau Bieniawski 1989**

Tableau33: Estimation de la cohésion et l'angle de frottement interne de la masse rocheuse à partir de la note du RMR obtenue. Bieniawski (1989)

RMR Ratings	81-100	61-80	41-60	21-40	<20
Rock mass class	A	B	C	D	E
Description	Very good rock	Good rock	Faire rock	Poor rock	Very poor rock
Average stand-up time	10 year for 15m span	6 months for 8m span	1 week for 5m span	10 hours for 2.5m span	30 minutes for 0.5m span
Rock mass cohesion (KPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Rock mass friction angle	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°

Les notes du système RMR de la masse rocheuse sont toujours dans l'intervalle 21% à 40% qui correspond à la classe D selon le tableau 33, ce qui montre que la cohésion de la masse rocheuse est de 100 -200 KPa et son angle de friction est dans l'intervalle de 15°-25°. La stabilité de la masse rocheuse pendant l'excavation est de moyen de 10 heures pour 2.5 m de portée.

La note du RMR nous donne aussi le type de soutènement selon le tableau suivant :

Tableau 34: Type de soutènement RMR :

Classe RMR	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	Boulons d'ancrage		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement (m)	Complément d'ancrage	Voûte (mm)	Piédroits (mm)	Complément de soutènement	Type	Espacement (m)
1	Généralement pas de soutènement						
2	1.5-2.0	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50	Néant	Néant	Non rentable	
3	1.0-1.5	treillis soudé+30m de béton projeté en voûte si nécessaire	100	50	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers	1.5-2
4	0.5-1.0	treillis soudé+30-50mm de béton projeté en voûte et piedroit	150	10	Treillis et boulons si de 1.5à3.0m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0.7-1.5
5	Non recommandé		200	150	Treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis à l'avancement	0.7

Le tableau 34. Ci-après présente le type de soutènement adapté pour la masse rocheuse du site du tunnel selon les notes du RMR

Tableau 35: Type de soutènement proposé pour le tunnel de Texenna

RMR	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrage		Béton projeté			Cintres métalliques	
21-40%	Espacement (m)	Complément d'ancrage	Voûte (mm)	Piédroits (mm)	Complément de soutènement	Type	Espacement (m)
4	0.5-1.0	treillis soudé+30-50mm de béton projeté en voûte et piédroit	150	10	Treillis et boulons si de 1.5à3.0m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0.7-1.5

V.3. Selon le système Q :

Les notes du système Q de la masse rocheuse du site du tunnel de Texenna, sont projetées sur le diagramme de Grimstad& N Barton, 1993(Fig.44)

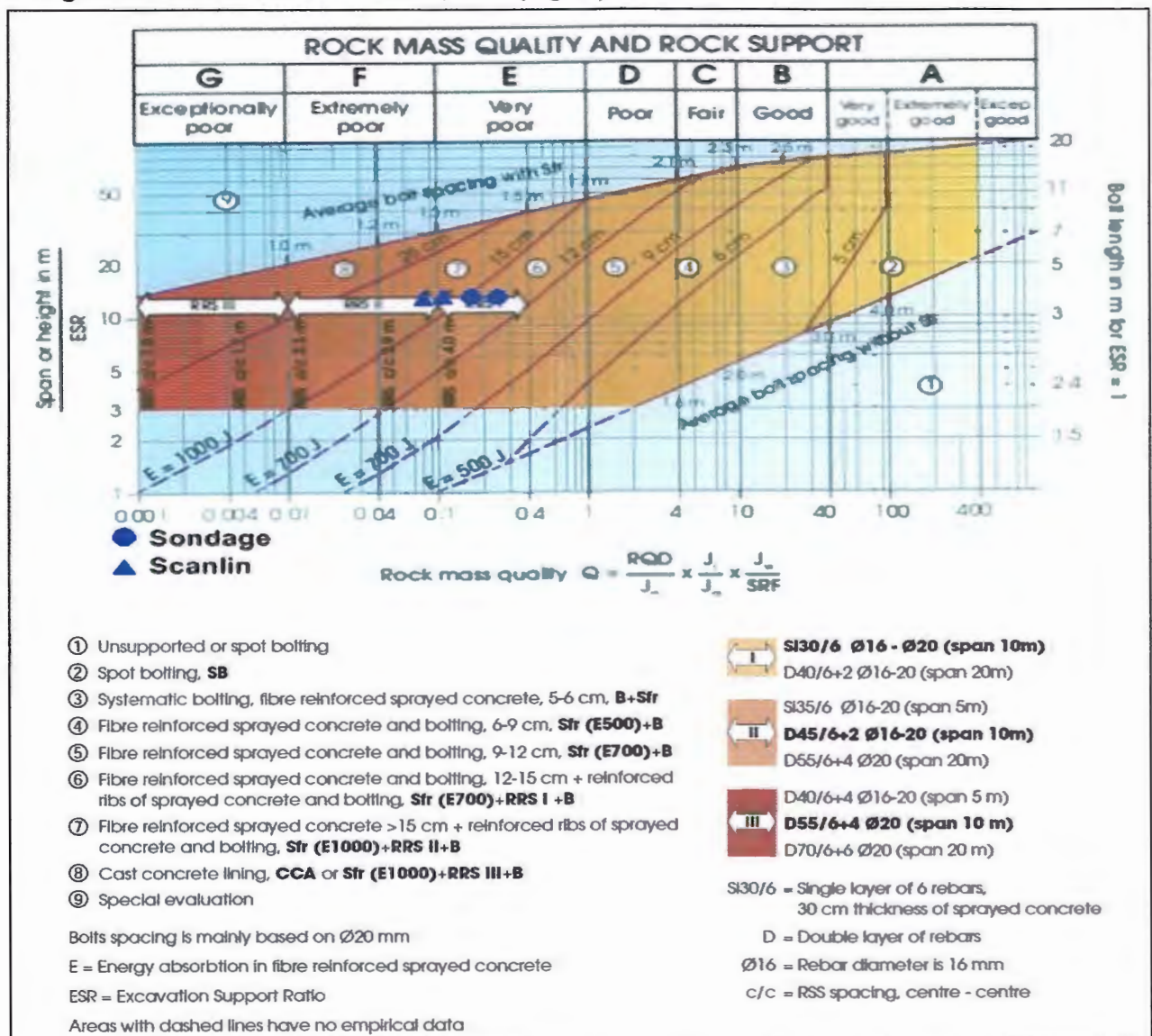


Figure 47: Soutènement selon système Q (Grimstad& N Barton, 1993)

Le choix de soutènement de la masse rocheuse est donné dans le tableau :

Tableau 36: Choix des soutènements selon Q system

Méthode	Portail	Q	Qualité de la masse rocheuse	ESR	De	La classe	Catégorie soutènement
Sondage	Nord	0.25	Très mauvais	1	15m	E	fibres renforcé par le béton projeté et boulonnage, 12-15 cm + nervures renforcés de béton projeté et boulonnage, Sfr (E700) + I + RRS B Fibre renforcé par le béton projeté
	Sud	0.18	Très mauvais			E	
Scanline	Nord	0.11	Extrêmement mauvaise			E	
	Sud	0.07	Extrêmement mauvaise			F	

VI. Le choix de la forme tunnel par rapport à la qualité de la masse rocheuse :

La forme idéale d'un tunnel est une fonction complexe dépend de la difficulté de la construction du tunnel, les charges qui vont appliquer et les soutènements nécessaires primaires et secondaires. Le coût du processus d'excavation et les systèmes de soutènement primaires et secondaires sont en fonction de la qualité de la masse rocheuse et l'état initial des contraintes, et souvent aussi le régime des eaux souterraines.

Pour une construction objective des systèmes de soutènement efficaces (primaires et secondaires) les formes idéales de tunnel sont indiquées dans le tableau 37. (Lowson, Bieniawski, 2013) .

Tableau 37: Forme idéal du tunnel par rapport à la qualité de la masse rocheuse

Ground	Shape	Comments
RMR 30 to 50	Horseshoe with curved sidewalls	Reduces sidewall support costs
RMR 20 to 30	Horseshoe with curved sidewalls and curved invert	A curved shotcreted invert can be more economic than bolting the invert and / or an RC structural invert.
RMR 10 to 20	Shape made up of 3 or more curves	Usually 3 - curve comprising arch, haunch and invert radii, or 5 - curve with arch, shoulder, sidewall, haunch, and invert radii

Les notes du RMR de la masse rocheuse généralement entre 30 et 50, pour cela la forme idéale pour le tunnel de Texenna Selon le tableau au-dessus, est la forme de Fer à cheval avec la courbure des parois latérales.

VII. Conclusion

Les caractéristiques mécaniques de la masse rocheuse sont évaluées empiriquement, à partir des résultats des systèmes de classification, en utilisant le critère de rupture de Hoek & Brown édition 2002.

La masse rocheuse du site du tunnel est hétérogène, de type flysch ce qui due à la difficulté de déterminer leurs caractéristiques mécaniques, dont sa résistance est évalué à partir des résultats du système RMR et GSI.

Les caractéristiques mécaniques la masse roches obtenus à partir du système RMR et GSI sont voisines mais faibles, ce qui prouve la fiabilité de la nouvelle approche de hoek et al (2008) qui est basé sur GSI et conçu spécialement pour les flyschs.

D'après les résultats obtenus du module de déformation, la masse rocheuse est très extrêmement déformable.

Le choix du type de soutènement pour évaluer la stabilité des excavations est déterminé empiriquement à partir des résultats des systèmes de classification RMR, Q ainsi stand up time est utilisé, dont on recommande l'utilisation du béton projeté et les boulons

L'espacement recommandé des boubous pour le soutènement est de l'ordre de 0.5 à 1.5 m, avec un béton projeté généralement d'une épaisseur de 30 à 500mm

La forme idéale pour le tunnel de Texenna est de la forme de Fer à cheval avec la courbure des parois latérales.

En effet, les résultats obtenus dans ce chapitre montrent que la masse rocheuse du site du tunnel est de mauvaise qualité et présente une résistance mécanique faible, alors elle va poser des problèmes lors l'excavation. A ce propos on recommande de faire des évaluations quotidiennes de la section du tunnel avant le creusement.

Conclusion générale Et recommandations

Conclusion générale et recommandations

L'étude que nous avons abordée dans ce travail concerne la conception du tunnel bitubeau niveau de la région de Texenna, cette dernière est faite partie de la petite Kabylie.

De point de vue géologique le site d'implantation de l'ouvrage fait partir de la masse rocheuse de flysch Masslyien, dont le tracé du tunnel traverse le niveau flysch schisto-gréseux « Albo-Aptien », qui est constitué d'une alternance d'argiles compactes schistosités (pelites) d'épaisseur environ de 150-200 m.

L'étude géologique du site est compléter par une étude géophysique par la méthode de gravimétrie, dans le but de déterminer l'extension des formations géologiques et leurs structures. Les résultats obtenus ont montré que les formations géologiques encaissant le projet du tunnel ne dépassent pas les 150 m en profondeur, et affectées également par une intense tectonique cassante, matérialisée par des failles et/ou discontinuités de directions NE-SW, E-W.

L'étude structurale des joints a indiqué que la masse rocheuse du site du tunnel est traversée par deux familles dominantes avec la présence d'une famille aléatoire faiblement dispersée. Celle la plus répondu, correspond aux plans de schistosité, de direction de N 110° à 130° E et plongement entre 60° et 90° vers le SE. En revanche la deuxième est celle de direction N 80° à 90° E, plongement entre 60° à 90° vers NW, et correspond aux plans de stratifications.

Une étude détaillée a été fait sur les joints traversant la masse rocheuse en question selon les recommandations d'ISRM. Cette étude a montré que les joints sont caractérisés par un espacement très faible (< 0.006 à 0.20m) et une fréquence forte, ce qui résulte des blocs individuels très petit à petit (< 0.002m³ à 0.008m³). Les surfaces des joints sont caractérisées par des persistances moyennes à élevées. Elle montre un aspect planaires sur les affleurements. Les épontes des joints sont totalement lisses. En outre, les joints montrent des ouvertures extrêmement étroites à fermer (< 1 mm) et parfois remplies par un remplissage dure tel que le quartz.

La perméabilité de la masse rocheuse du site du tunnel est évaluée par différentes méthodes essai in-situ, fréquence des joints, espacement des joints. Les résultats des perméabilités obtenus sont voisine et indiquent que la masse rocheuse est peu perméable à perméables.

La qualité de la masse rocheuse est évaluée empiriquement par quatre systèmes RQD, RMR, Q et GSI, dont la classification est faite à partir des données des sondages et par la méthode du scanline au niveau des deux portails du tunnel.

Les résultats obtenus par la classification sont voisines (RMR de 20 à 40 %, Q de 0.07 à 0.26 et GSI de 24 à 35), et aboutissent à la même conclusion, dont ils montrent que la masse rocheuse du site est de mauvaise qualité à très mauvaise.

Les paramètres résistance de la masse rocheuse sont évalués empiriquement en utilisant le critère de rupture de Hoek & Brown édition 2002, à partir des résultats des systèmes de classification RMR et GSI, leurs valeurs sont voisines et faibles, ce qui indique que la masse rocheuse est caractérisée par une résistance faible.

Le module de déformation est évalué empiriquement sur la base des résultats des systèmes de classification et à partir de l'essai pressiométrique. Les résultats du calcul montrent que la masse rocheuse est très extrêmement déformable.

Le type du soutènement a été prévu et sélectionné empiriquement par l'utilisation des notes des systèmes de classification RMR, Q ainsi que le stand up time est utilisé. En effet les résultats ont montré que le soutènement nécessite un espacement des boulons de l'ordre de 0.5 à 1.5 m, avec un béton projeté d'une épaisseur de 30 à 500mm

La forme idéale pour le tunnel de Texenna est choisie selon les notes du RMR, dont on recommande la forme de Fer à cheval avec la courbure des parois.

En effet, les résultats obtenus par ce travail montrent que la masse rocheuse du site du Tunnel bitube de Texenna présente une hétérogénéité importante en vue de la particularité des flyschs, ce qui influe négativement sur leur comportement mécanique. A ce propos on recommande de :

- Faire d'autres sondages carottés au milieu du tracé.
- Faire des évaluations quotidiennes de la section du tunnel avant le creusement.
- Faire attention aux mouvements de terrain au niveau des entrées des tunnels, car dans certains cas les terrains apparaissent stables, et au moment des excavations deviennent instables
- En vue de la mauvaise qualité de la masse rocheuse ce qui influe directement sur l'avancement des travaux, il est préférable d'attaquer le tunnel par autres endroits. Cette recommandation nécessite une étude ponctuelle.

La nouvelle approche de Hoek et al (2008) qui est conçue spécialement pour les flysch en utilisant GSI, a donné des résultats fiables. Pour cela, on recommande de l'utiliser pour faire la caractérisation quotidienne des fronts des tunnels pendant les travaux d'excavation.

En effet, la quantification du GSI en termes du RQD et conditions joints (Hoek et al, 2013), a donné des résultats voisins aux autres méthodes, ce qui prouve sa fiabilité. Cependant, on recommande de l'appliquer aussi dans le calcul de la note du GSI.

Références bibliographies

References Bibliographies

- Anon (1977). Geological Society of London the description of rock masses for engineering purposes: Engineering Group Working Party Report, Q. J. Eng. Geol., Vol. 10 pp. 355-388.
- Barton N.R., Lien R. and Lunde J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech., 6, pp.189-239
- Barton N. and Bieniawski Z.T.(2008). Setting the record straight about RMR and Q. Tunnels and Tunnelling International, February, pp. 26-29
- Bieniawski Z. T.(1976). Engineering classification in rock engineering. In: Proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering, Johannesburg, pp. 97- 106.
- Bieniawski Z.T. and Orr C.M. (1976). Rapid site appraisal for dam foundation by geomechanics classification. 12 th ICOLD. México. Q46. R32.
- Bieniawski Z. T.(1989). Engineering rock mass classifications. John Wiley and Sons, New York, 251 p.
- Bieniawski Z. T. (1993). Classification of rock masses for engineering: The RMR system and future trends. Comprehensive Rock Engineering, (ed. Hudson), Oxford: Pergamon, Vol. 3, pp. 533 – 573.
- Bouillin J.P. (1977). Géologie alpine de la petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El Milia (Algérie), thèse Doct., Uni. P. et M. Curie : 511p
- Boudella, rapport géophysique sur le site d'étude, Université USTHB, Alger
- Broadbent C. and Ripper K.H. (1970). Fracture studies at Kimberly Pit. Proc. Proc. Symp. Planning Open Pit Mines. Johannesburg, 171 – 9. A. A. Balkema, Amsterdam.
- Cassinis G. (1930). Sur l'adoption d'une formule internationale pour la pesanteur normale. Bulletin Géodésique, 26, 1, pp. 40-49, doi: 10.1007/BF03030025
- Cai M, Kaiser PK, Uno H, Tasaka Y, Minami M (2004b). Estimation of rock mass strength and deformation modulus of jointed hard rock masses using the GSI system. Int J Rock Mech Min Scib41(1): pp.3–19
- Deere D.U. and Miller R.P.(1966). Engineering classification and index properties for intact rock. Tech. Rept. No. AFWL-TR-65-1 16, Air Force Weapons Lab., Kirtland Air Force Base, New Mexico.
- Deere D. U. (1968). Geological considerations. In: Rock mechanics in engineering practice, (R. G. Stagg and D. C. Zienkiewicz). Division of Civil Engineering, School of Engineering, University of Wales, Swansea, John Wiley and sons, New York, pp.1-20.
- Place de nappes de flyschs en petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse Doct. Uni. de Paris,
- Durand Delga M. (1955). Etude géologique de l'Ouest de la chaîne Numidique. Thèse d'Etat. Paris, 24: 533p.
- Durand Delga M. (1969). Mise au point sur la structure du Nord Est de la Berbérie. Bull. Srr. Carte géol. Algérie, 39, pp. 89-131.

- Durant Delga M. (1971). Les unités à mésozoïques métamorphiques d'El-milia et Texenna (Algérie et leur cadre structural, Bull. Soc. Géol. Fr. (7).
- Edelbro C. (2003). Rock mass strength - A review Technical report. Luleå University of Technology, 2003:16. Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock Mechanics. ISSN: 1402 -1536
- Gailler L. (2010). Apports des données géophysiques multi-sources pour l'identification des caldeiras du plateau de Nevsehir, Anatolie Centrale, Turquie. Classification texturale des formations volcaniques à partir de l'imagerie satellitaire. Thèse de doctorat d'université. Université Blaise Pascal – Clermont-Ferrand II : Université de Clermont-Ferrand, 468p
- Gelard J.P. (1969). Le flysch à base schisto-gréseuse de la bordure méridionale et orientale du massif de chellata : le flysch maurétanien (grande Kabylie). Bull. Soc. géol. France, (7), XI, Paris, pp 676-686.
- Hoek E., Kaiser P.K. and Bawden, W.F. (1995). Support of underground excavations in hard rock. A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield.
- Hoek E. and Brown E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. Int. J. Rock Mech. Min., 34 (8), 1165-1186.
- Hoek E. (2000). Practical rock engineering.
URL: <http://www.rockscience.com/roc/Hoek/Hoeknotes2000.htm>.
- Hoek E., Carranza-Torres C. and Corkum B. (2002). Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. In: Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada Conference: NARMS-TAC 2002, July 7-10, University of Toronto, 267-271.
- Hoek E., Carter T.G., Diederichs, M.S. (2013). Quantification of the Geological Strength Index Chart. the 47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium held in San Francisco, CA, USA., June, pp. 23-26, 2013.
- Hudson J.A. (1989). Rock Mechanics Principles in Engineering Practice CIRIA/Butterworth's, London.
- Lafehr T.-R. (1991b). An exact solution for the gravity curvature (Bullard B) correction. Geophysics, 56(8): 1179-1184.
- Lowson A. and Bieniawski Z.T. (2013). Critical assessment of RMR-based tunnel design practices: A practical engineer's approach (with A. Lowson). Proc. RETC 2013. Washington, DC, pp. 180-198.
- Melcher, P. (1982). Les méthodes de la géophysique. Dunod Université, Bordas, 198 pp.
- Palmström A. (1982). The volumetric joint count – A useful and simple measure of the degree of jointing, in: Proceedings of the 4th International Congress IAEG, New Delhi, India, and V221-V228.
- Perez J.P. (1992). Mécanique, points matériels, solides, fluides. Masson (Ed), 500 pp.
- Piteau Dr. (1970). Geological factors significant to the stability of slopes cut in rock, Proc. Symp. Planning Open Pit Mines, Johannesburg. A. A. Balkema, Amsterdam.
- Priest S. D. (1993). Discontinuity analysis for rock engineering, Chapman and Hall. ISBN 0 412 47600 2.

- PRPOA (2006)• règles parasismiques algériennes RPA 99.
- Raoult J. F. (1969). Relation entre la dorsale Kabyle et les flyschs sur la transversale de Dj Ghédir, phases tangentielles Eocène, paléogéographie (Nord Constantinois, Algérie). Bull. Soc. Fr, Paris
- Roberston A. MacG (1970): The interpretation of geological factors for use in slope theory. Proc. Symp. Planning Open Pit Mines. Johannesburg, 55-71. A. A. Balkema, Amsterdam.
- Rocha M. and Franciss F.(1977). Determination of permeability in anisotropic rock masses from integral samples, Rock Mech. 9: pp.67 – 94
- Swart Abraham Hendrik (2005): Investigation of factors of governing the stability of stop panels in hard rock mines in order to define a suitable design methodology for shallow mining operations. Memoir of Master of Engineering (Mining). Department of Mining Engineering. University of Pretoria.
- Société Géologique (1977).
- Vila J. M (1980). La chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins algéro-tunisiens. Thèse de Doct. D'état, Univ. Pierre et Marie Curie (Paris VI), 3 Vol.
- Wildi. W. (1983). Chaîne Tello- Rifaine (Algérie – Maroc – Tunisie) Structure Stratigraphique et Evolution de Trias au Miocène.
- ZhaoJian (2007). Mécanique des roches. Course Lectures. Part 3 –Propriétés des discontinuités. Laboratoire de Mécanique de Roche (LMR). Lausanne (Suisse).

Liste des tableaux

Tableau 1 : Longueur du tunnel bitube	3
Tableau 2: Densités des roches métamorphiques.....	20
Tableau 3: Les grades d'altération (Anon, 1977).....	32
Tableau 4: La taille du bloc (Anon, 1977)	37
Tableau 5: Description de la persistance (ISRM, 1981)	37
Tableau 6 : Caractéristiques des joints de la masse rocheuse du site du tunnel.....	38
Tableau 7 : Estimation de la perméabilité à partir de la fréquence de joint (Bell, 2007).....	39
Tableau 8 : Classes de la perméabilité	39
Tableau 9: Perméabilité de site du tunnel bitube	40
Tableau 10: classification de masse rocheuse selon la perméabilité. Houlsby, 1977	40
Tableau 11 : de la perméabilité de la masse rocheuse, évalué par les différentes méthodes	40
Tableau 12: Relation entre le RQD et la qualité de la masse rocheuse (Deere, 1968).....	42
Tableau 13: Classification de la masse rocheuse selon Système Q (Barton et al. 1974).....	44
Tableau 14 : Evaluations de la masse rocheuse selon le système RMR (Bieniawski, 1989)	45
Tableau 15 : GSI et la qualité du massif rocheux (Hoek et al., 1995)	45
Tableau 16 : Coordonnées et profondeur des sondages	46
Tableau 17: Classification de la masse rocheuse selon RQD	49
Tableau 18: Evaluation des paramètres du système Q au niveau du portail Nord.....	50
Tableau 19 : Evaluation des paramètres du système Q au niveau du portail Sud	50
Tableau 20: Evaluation des paramètres du système Q au niveau du portail Nord.....	51
Tableau 21: Evaluation des paramètres du au niveau du portail Sud par le système Q.....	51
Tableau 22: Classification de la masse rocheuse au niveau du portail Sud par le système Q.....	51
Tableau 23: Notes du système (RMR) à partir de sondage.....	52
Tableau 24: Notes système (RMR) à partir du scanline.....	53

Tableau 25: Les notes du RMR évalués par les corrélations.....	53
Tableau 26: Classification de la masse rocheuse selon GSI	54
Tableau 27: classification de la masse rocheuse du site du tunnel.....	54
Tableau 28: Résistance mécanique de la masse rocheuse	56
Tableau 29: Classification de la masse rocheuse selon la déformabilité	58
Tableau 30: Résultats du module de déformation de la masse rocheuse du site	58
Tableau 31: La charge rocheuse au niveau du tunnel de Texenna.....	61
Tableau 32: Espacement des boulons selon les notes du RMR	61
Tableau 33: Estimation de la cohésion et l'angle de frottement interne de la masse rocheuse à partir de la note du RMR obtenue. Bieniawski (1989)	62
Tableau 34: Type de soutènement RMR	62
Tableau 35: Type de soutènement proposé pour le tunnel de Texenna	63
Tableau 36: Choix des soutènements selon Q system.....	64
Tableau 37: Forme idéal du tunnel par rapport à la qualité de la masse rocheuse.....	64

Liste des figures

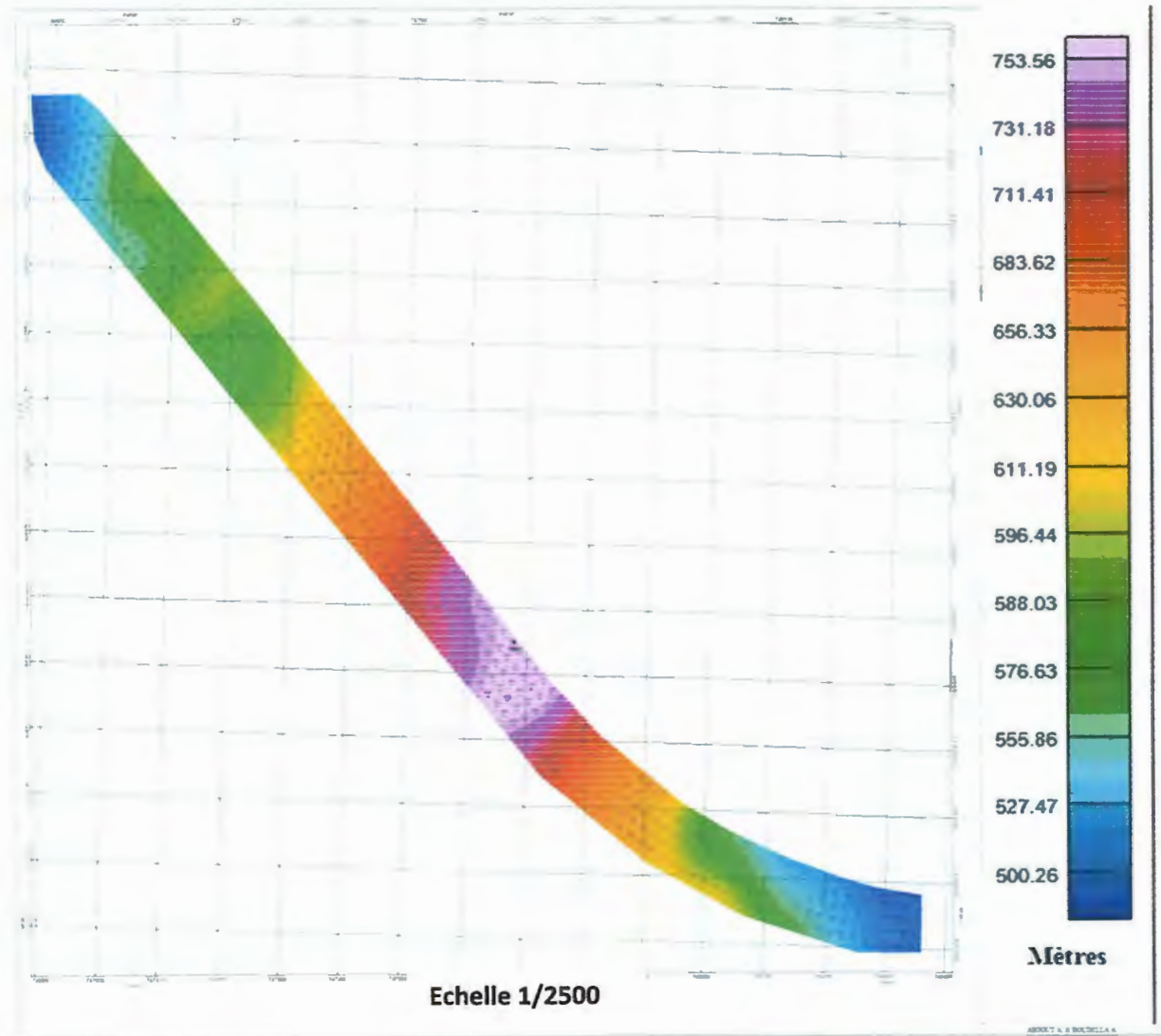
Figure 1: Situation géographique du tunnel (Extrait de la carte de Jijel 1/25000).....	1
Figure 2 : Situation géographique du tracé du tunnel.	2
Figure 3: Coupe transversale type du tunnel	4
Figure 4: Position des différentes unités géologiques des Maghrébides.....	5
Figure 5 : Esquisse géologique de l'extrémité de la Petite Kabylie.....	8
Figure 6: Coupe géologique Jijel-Tamescuida.....	9
Figure 7: Coupe géologique SSE-NNW du Djebel Sendouah (Texenna).....	9
Figure 8: Carte géologique selon le tracé du tunnel.....	10
Figure 9: Coupe géologique parallèle à l'axe du tunnel.....	11
Figure 10: Colonne lithostratigraphique flysch schisto-gréseux « Abo Aptien »	12
Figure 11: Diagramme des pôles, des plans de stratification, pôles des plans de schistosité et des axes de replis de flans dans l'unité shisto-gréseuse.....	13
Figure 12: Carte d'intensités sismiques maximales observées dans le nord de l'Algérie.	14
Figure 13: Contexte sismo-tectonique de la région Jijel – Bougie (C.R.A.A.G ; 1971).	14
Figure 14 : Les composants du champ de la pesanteur.....	16
Figure 15: Effet de la force d'attraction terrestre sur un point P localisé à sa surface.....	17
Figure 16: Carte de base d'anomalie de Bouguer.....	21
Figure 17: Carte d'anomalie résiduelle d'ordre 1.....	22
Figure 18 : Carte résiduelle d'ordre 2.....	23
Figure 19: Carte résiduelle d'ordre 3.....	23
Figure 20: Carte de gradient verticale.....	24
Figure 21 : Carte de la dérivée seconde.....	25
Figure 22: la carte du prolongement à 50 m.....	26
Figure 23 : Carte de la prolongée à 100 m.....	26
Figure 24: carte gravimétrique structurale.....	27
Figure 25: Carte d'anomalie finale du site du tunnel.....	28
Figure 26 : Les principales caractéristiques des discontinuités (Hudson, 1989).....	31
Figure 27 : Caractérisation des discontinuités selon les scanline (Priest, 1993).....	32

Figure 28 : Diagrammes graphique des données des mesures	35
Figure29 : Localisation des sondages par rapport au tracé du tunnel	46
Figure 30 : coupe lithologique parallèle au tracé du tunnel	47
Figure 31: RQD en fonction de la profondeur (Portail Nord du tunnel	48
Figure 32: RQD en fonction de la profondeur (Portail Sud).....	49
Figure 33: direction de tunnel par rapport à la direction des familles des joints	52
Figure 34: GSI 29 % à partir de Roclab.....	57
Figure 35: GSI 26 % à partir de Roclab.....	57
Figure 36: Prévision de soutènement en termes de Stand up time en fonction de la portée.....	60
Figure 37: Soutènement selon système Q (Grimstad& N Barton, 1993).....	63

Liste des photos

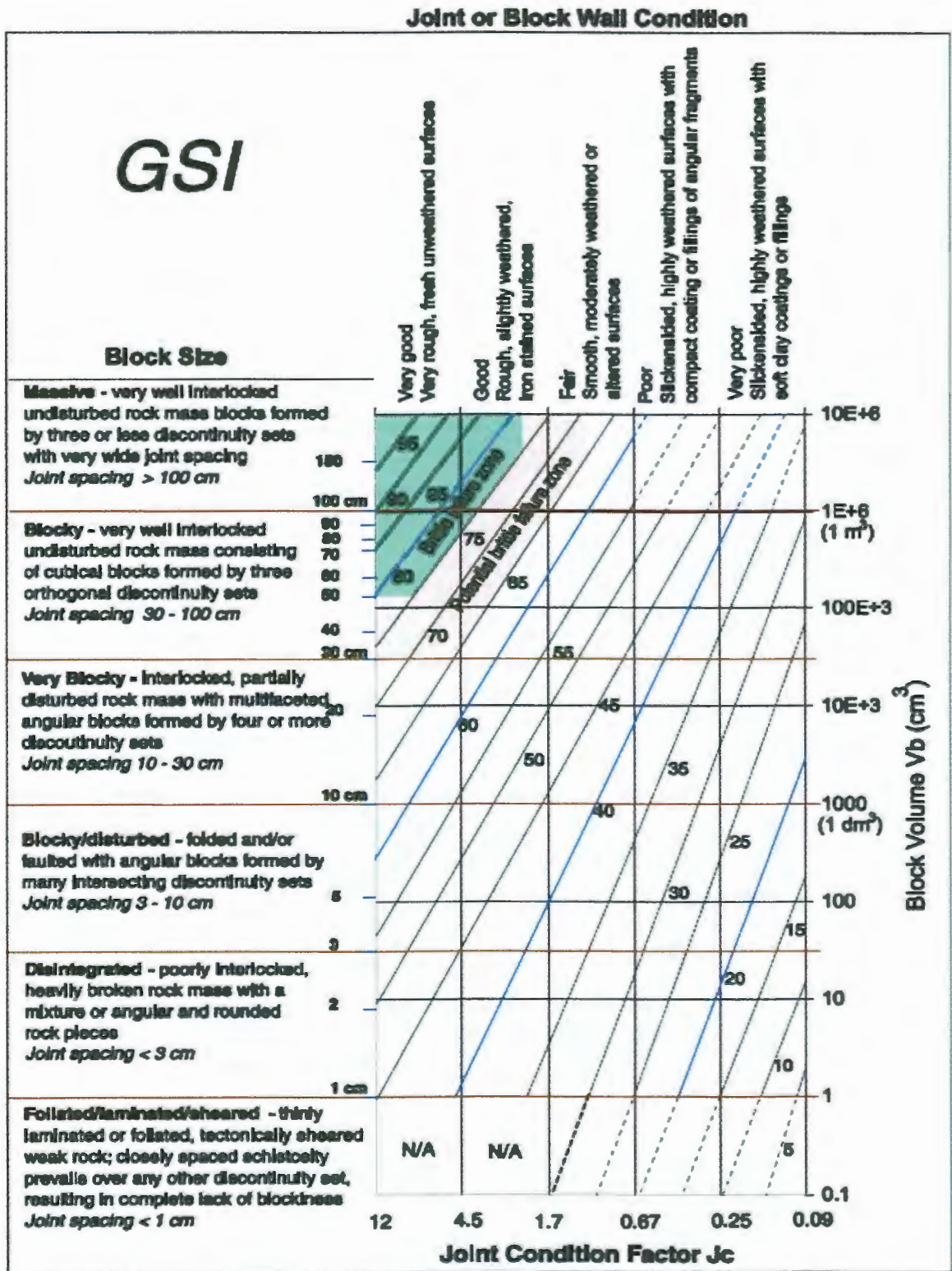
Photo 1: Les deux entrées de tunnel	3
Photo 2: Photos présentant les formations du flysch schisto-gréseux.....	10
Photo 3: Surface de masse rocheuse	33
Photo 4: Surface de masse rocheuse présente une face altérée.....	33
Photo 5: Intersection des discontinuités qui forme des blocs.....	34
Photo 6: Mesure d'espacement	36
Photo 7: Surfaces des discontinuités	38

Annexes A



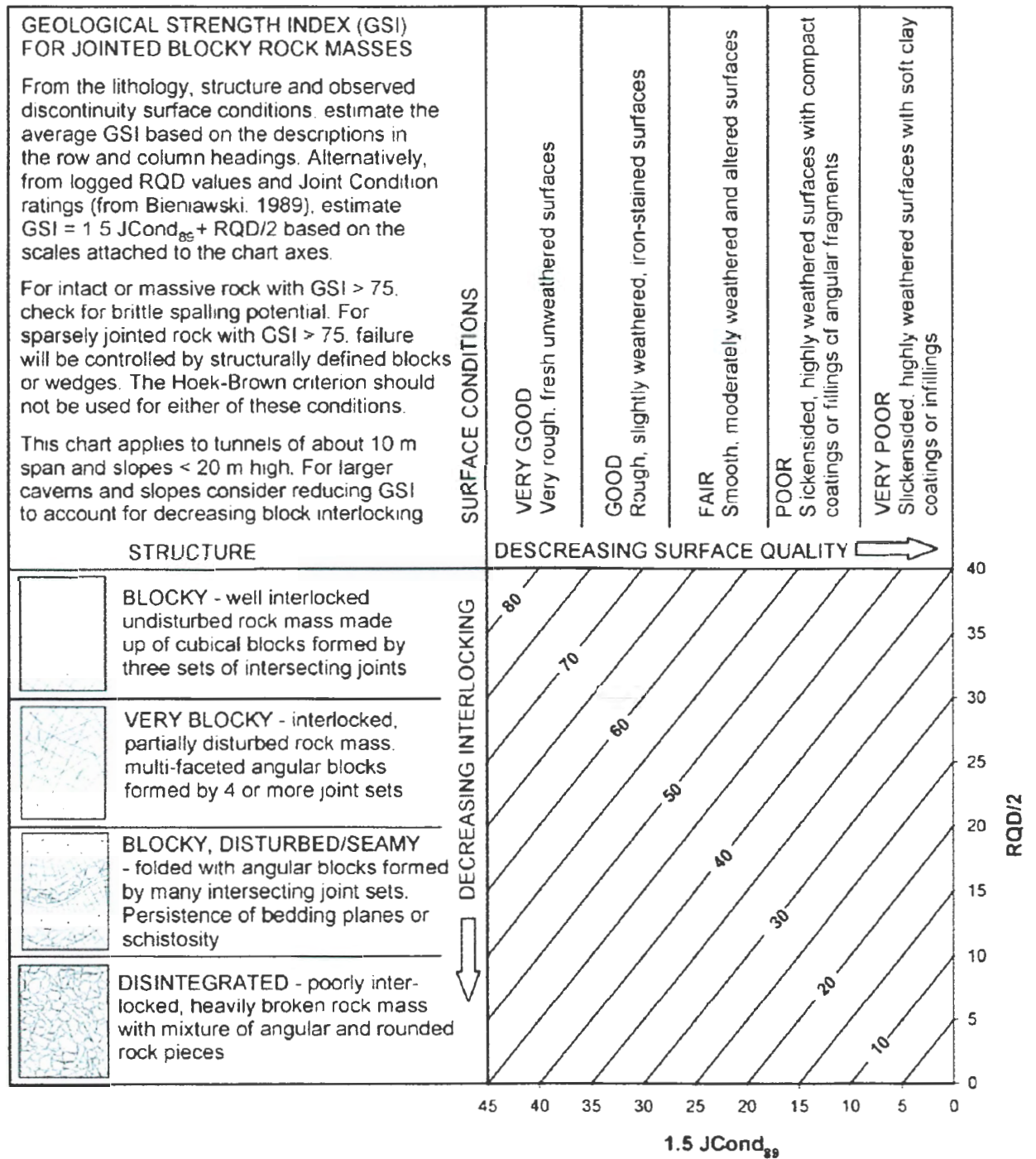
Carte de positionnement de différentes stations des mesures

Quantification of GSI chart (Cai et al. 2004)









Quantification of the Geological Strength Index Chart

(Hoek, E., Carter, T.G., Diederichs, M.S, 2013)











Geological Strength Index (GSI) chart for jointed rock masses

(After Marinos&Hoek 2000).




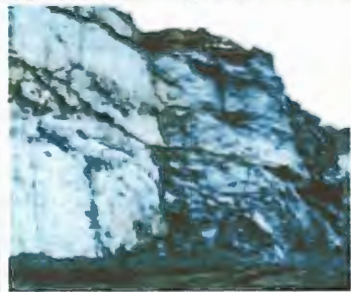
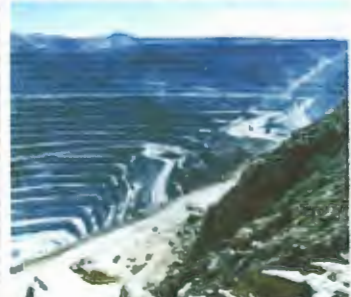
<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		<p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p>	<p>GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p>	<p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p>	<p>POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p>	<p>VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p>
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
 <p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90			N/A	N/A	
 <p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70				
 <p>VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>		60	50			
 <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>			40	30		
 <p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>				20		
 <p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A			10	

Guidelines for estimating disturbance factor D (Hoek et al 2002)

Table 3. GSI estimates for heterogeneous rock masses such as Flysch.

GSI FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH (Marinos P and Hoek E, 2000)		SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)				
From a description of the lithology, structure and surface conditions (particularly of the bedding planes) choose a box in the chart. Locate the position in the box that corresponds to the condition of the discontinuities and estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than giving GSI = 35. Note that the Hoek-Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.		VERY GOOD - Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD - Rough, slightly weathered surfaces	FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR - Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments	VERY POOR - Very smooth slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
COMPOSITION AND STRUCTURE						
	A. Thick bedded, very blocky sandstone The effect of pebbly coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.	70	A			
	B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone		B			
	C. Sandstone and siltstone in similar amounts		C			
	D. Siltstone or silty shale with sandstone layers		D			
	E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers		E			
C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.						
	F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure			30		F
	G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers					G
	H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.					H
						10

→ . Means deformation after tectonic disturbance

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of <i>D</i>
	<p>Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.</p>	<p>$D = 0$</p>
	<p>Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.</p> <p>Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.</p>	<p>$D = 0$</p> <p>$D = 0.5$ No invert</p>
	<p>Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m. in the surrounding rock mass.</p>	<p>$D = 0.8$</p>
	<p>Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.</p>	<p>$D = 0.7$ Good blasting</p> <p>$D = 1.0$ Poor blasting</p>
	<p>Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal.</p> <p>In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.</p>	<p>$D = 1.0$ Production blasting</p> <p>$D = 0.7$ Mechanical excavation</p>

INPUT PARAMETERS TO RMR1989 (from Bieniawski, 1989)

PARAMETER		Range of values // RATINGS							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	RATING	15	12	7	4	2	1	0	
2	Drill core quality RQD	90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%			
	RATING	20	17	13	8	5			
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm			
	RATING	20	15	10	8	5			
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		Rating	6	4	2	1	0		
		Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
		Rating	6	5	4	1	0		
		Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided		
		Rating	6	5	3	1	0		
		Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling			
		Rating	6	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm		0
Weathering	unweathered	slightly w.	moderately w.	highly w.	decomposed				
Rating	6	5	3	1	0				
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min		
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing		
	RATING	15	10	7	4	0			

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
RATINGS	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR

MEANING OF ROCK MASS CLASSES

Class No.	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	10 years for 15 m span	6 months for 8 m span	1 week for 5 m span	10 hours for 2.5 m span	30 minutes for 1 m span
Cohesion of the rock mass	> 400 kPa	300 - 400 kPa	200 - 300 kPa	100 - 200 kPa	< 100 kPa
Friction angle of the rock mass	< 45°	35 - 45°	25 - 35°	15 - 25°	< 15°

The input parameters used in the Q classification system

A. Rock quality designation (RQD)

Very poor	RQD = 0 - 25%
Poor	25 - 50
Fair	50 - 75
Good	75 - 90
Excellent	90 - 100
Notes:	
(i) Where RQD is reported or measured as < 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q	
(ii) RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate	

B. Classification with ratings for the Joint set number (Jn)

Massive, no or few joints	Jn = 0.5 - 1
One joint set	2
One joint set plus random	3
Two joint sets	4
Two joint sets plus random	6
Three joint sets	9
Three joint sets plus random	12
Four or more joint sets, heavily jointed, "sugar-cube", etc.	15
Crushed rock, earth-like	20
Notes: (i) For tunnel intersections, use (3.0 x Jn). (ii) For portals, use (2.0 x Jn)	

C. Classification with ratings for the Joint roughness number (Jr)

a) Rock-wall contact, b) rock-wall contact before 10 cm shear		c) No rock-wall contact when sheared	
Discontinuous joints	Jr = 4	Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock-wall contact	Jr = 1.0
Rough or irregular, undulating	3		
Smooth, undulating	2	Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock-wall contact	1.0
Slickensided, undulating	1.5		
Rough or irregular, planar	1.5	Notes:	
Smooth, planar	1.0		
Slickensided, planar	0.5		
Note: (i) Descriptions refer to small scale features, and intermediate scale features, in that order		(i) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m	
		(ii) Jr = 0.5 can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided the lineations are orientated for minimum strength	

D. Classification with ratings for the Joint alteration number (Ja)

Contact between joint walls	JOINT WALL CHARACTER		Condition	Wall contact	
	CLEAN JOINTS:	Healed or welded joints:	filing of quartz, epidote, etc.		Ja = 0.75
Fresh joint walls:		no coating or filling, except from staining (rust)		1	
JOINTS WITH COATING OF:		Slightly altered joint walls:	non-softening mineral coatings, clay-free particles, etc.		2
		Friction materials:	sand, silt calcite, etc. (non-softening)		3
	Cohesive materials:	clay, chlorite, talc, etc. (softening)		4	
Partly or no wall contact	FILLING OF:	Type	Wall contact before 10 cm shear	No wall contact when sheared	
	Friction materials	sand, silt calcite, etc. (non-softening)	Ja = 4	Ja = 8	
	Hard cohesive materials	compacted filling of clay, chlorite, talc, etc.	6	5 - 10	
	Soft cohesive materials	medium to low overconsolidated clay, chlorite, talc, etc.	8	12	
	Swelling clay materials	filing material exhibits swelling properties	8 - 12	13 - 20	

E. Classification with ratings for the Joint water reduction factor (Jw)

Dry excavations or minor inflow, i.e. < 5 l/min locally	$p_w < 1 \text{ kg/cm}^2$	Jw = 1
Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	1 - 2.5	0.68
Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	2.5 - 10	0.5
Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	2.5 - 10	0.3
Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time	> 10	0.2 - 0.1
Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	> 10	0.1 - 0.05
Note: (i) The last four factors are crude estimates. Increase Jw if drainage measures are installed		
(ii) Special problems caused by ice formation are not considered		

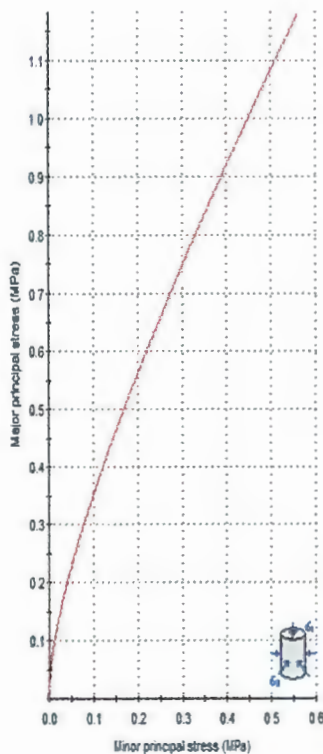
F. Classification with ratings for the Stress reduction factor (SRF)

Weakness zones intersecting excavation	Multiple weakness zones with clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)		SRF = 10	
	Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation < 50 m)		5	
	Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m)		2.5	
	Multiple shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth)		7.5	
	Single shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (depth of excavation < 50 m)		5	
	Single shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (depth of excavation > 50 m)		2.5	
	Loose, open joints, heavily jointed or "sugar-cube", etc. (any depth)		5	
Note: (i) Reduce these values of SRF by 25 - 50% if the relevant shear zones only influence, but do not intersect the excavation				
Competent rock, rock stress problems	σ_c / σ_1	α_c / α_0	SRF	
	Low stress, near surface, open joints	> 200	< 0.01	2.5
	Medium stress, favourable stress condition	200 - 10	0.01 - 0.3	1
	High stress, very tight structure. Usually favourable to stability, maybe except for walls	10 - 5	0.3 - 0.4	0.5 - 2
	Moderate slabbing after > 1 hour in massive rock	5 - 3	0.5 - 0.65	5 - 50
	Slabbing and rock burst after a few minutes in massive rock	3 - 2	0.65 - 1	50 - 200
Heavy rock burst (strain burst) and immediate dynamic deformation in massive rock		< 2	> 1	200 - 400
Notes: (ii) For strongly anisotropic stress field (if measured): when $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$, reduce α_c to 0.75 α_0 . When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce α_c to 0.5 α_0				
(iii) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width				
Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for low stress cases				
Squeezing rock	Plastic flow of incompetent rock under the influence of high pressure	Mild squeezing rock pressure	1 - 5	5 - 10
		Heavy squeezing rock pressure	> 5	10 - 20
Swelling rock	Chemical swelling activity depending on presence of water	Mild swelling rock pressure		5 - 10
		Heavy swelling rock pressure		10 - 15

Annexes B

Analysis of rock strength Rock lab

Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 10 MPa
 GSI = 29 m = 6 Disturbance factor (D) = 0.8
 intact modulus (E) = 2000 MPa
 modulus ratio (MR) = 200

Hoek-Brown Criterion

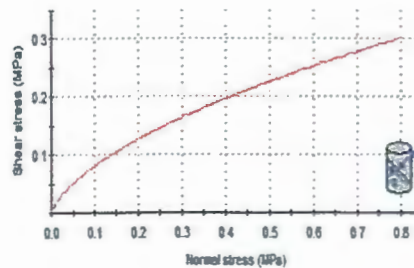
mb = 0.005 s = 2.13e-5 a = 0.524

Mohr-Coulomb Fit

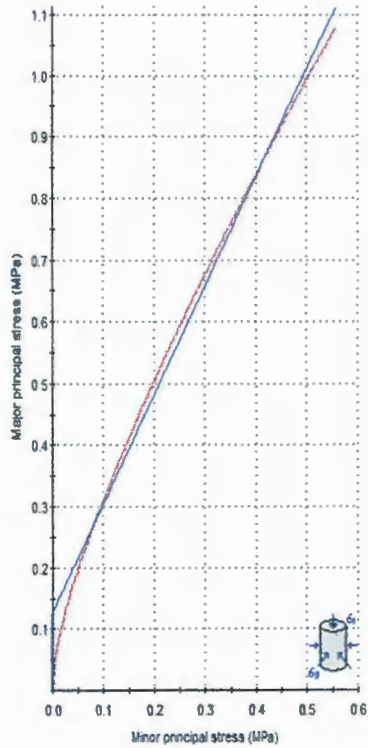
cohesion = 0.057 MPa friction angle = 18.02 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.002 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.036 MPa
 global strength = 0.336 MPa
 deformation modulus = 63.60 MPa



Analysis of Rock Strength using RocLab

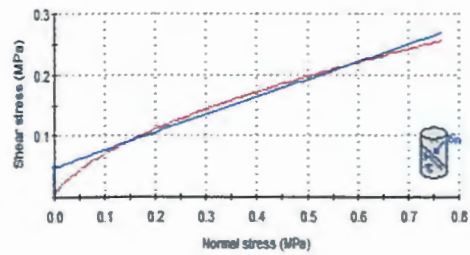


Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 10 MPa
 GSI = 25 $m = 6$ Disturbance factor (D) = 0.8
 intact modulus (E) = 2000 MPa
 modulus ratio (MR) = 200

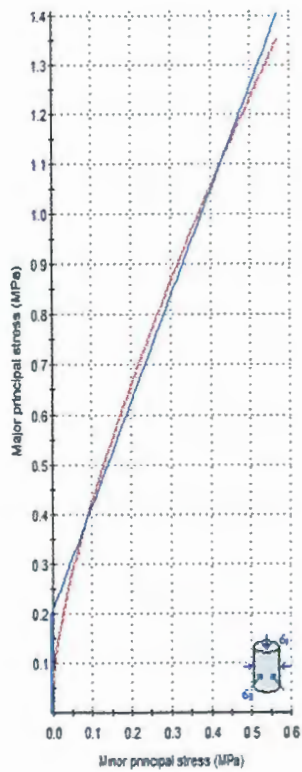
Hoek-Brown Criterion
 $m_b = 0.069$ $s = 1.16e-5$ $a = 0.531$

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.048 MPa friction angle = 16.11 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.002 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.024 MPa
 global strength = 0.281 MPa
 deformation modulus = 56.50 MPa



Analysis of Rock Strength using RocLab

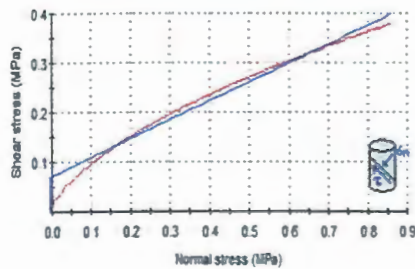


Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 10 MPa
 GSI = 35 $m = 6$ Disturbance factor (D) = 0.8
 intact modulus (E) = 2000 MPa
 modulus ratio (MR) = 200

Hoek-Brown Criterion
 $m_b = 0.125$ $s = 0.0001$ $a = 0.516$

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.070 MPa friction angle = 20.87 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.004 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.062 MPa
 global strength = 0.426 MPa
 deformation modulus = 80.16 MPa



Résumé

La masse rocheuse du tunnel bitube de Texenna de la pénétrante Djen Djen- El - Eulma, est formé essentiellement du flysch Massylien. Elle est affectée par une tectonique comme l'étude géophysique a montré.

Cette masse rocheuse est traversée par deux familles dominantes de joints, schistosité et plans de stratifications, de directions N 110° à 130°E et N 80° à 90 E respectivement. L'étude des joints a été faite selon les recommandations d'ISRM. Les joints forment des blocs individuels très petit à petit (<0.002 m³ à 0.008 m³), caractérisé par un espacement très faible (< 0.006 à 0.20m), une fréquence forte et une persistance moyenne à élever, leurs surfaces sont lisses et légèrement altérés, et les ouvertures sont extrêmement étroites à fermer et parfois remplies par le quartz.

Les résultats des perméabilités obtenus par différentes méthodes (empirique et essais in-situ), montrent que la masse rocheuse est de perméabilité modérée à faible.

La masse rocheuse est de mauvaise à très mauvaise qualité et de faible résistance, comme adonné l'évaluation empiriquement par les systèmes de classifications (RQD, RMR, Q et GSI, et le critère de rupture de Hoek et Brown. Pour cela, il est recommandé un soutènement en boulons avec béton projeté, et une forme du tunnel de Fer à cheval avec la courbure des parois

En effet, les résultats obtenus dans ce travail montrent que la masse rocheuse du Tunnel présente une hétérogénéité importante en vue de la particularité du flysch. Pour cela, il est recommandé d'utiliser l'approche de Hoek et al (2008) qui est conçu spécialement pour les flysch pendant les travaux d'excavation.

Mots Clés : Tunnel, masse ,flysch, GSI, Hoek, RMR

Abstract

The rock mass of the tube tunnel Texenna the penetrating Djen Djen-El - Eulma is formed mainly by flysch Massylien. It is affected per a tectonic as geophysical study showed.

This rock mass is crossed by two dominant set of joints, schistosity and plans stratifications, their directions is N 110 ° to 130 ° E and N 80 ° 90 E respectively. Study of joints was made according to the ISRM recommendations. Joints form very slowly individual blocks (<0,002 m³ to 0,008 m³), characterized by a very small distance (<0.006 to 0.20m), high frequency and high average persistence, their surfaces are smooth and slightly altered and the openings are very narrow and close sometimes met by quartz.

The results permeability obtained by different methods (empirical and in-situ testing) show that the rock mass is moderate to low permeability.

The rock mass is poor to very poor quality and low resistance, as given by empirically evaluating the classification systems (RQD, RMR, Q and GSI, and the failure criterion of Hoek & Brown. For this, it is recommended retaining bolts with shotcrete, and a form of tunnel Horseshoe with the curvature of the walls. Indeed, the results obtained in this work show that the rock mass of the tunnel has a significant heterogeneity for the particularity of flysch. For this, it is recommended to use the approach of Hoek et al (2008) which is designed especially for flysch during excavation.

Keywords: Tunnel, mass, flysch, GSI, Hoek CMA

ملخص

الكتلة الصخرية لمكان إنشاء نفق تاكسنة المزدوج على مستوى الطريق الرابط بين ميناء جن جن و العلما يتشكل أساسا من flysch الماسيلي الذي تعرض لتكتونية كبيرة كما أظهرت الدراسة الجيوفيزيائية. هذه الكتلة الصخرية مقطوعة من قبل عائلتين مهمين من التشققات، التوريق و مستوى الطبقات ذات الاتجاهات N 110 ° إلى 130 ° E و N 80-90 °، على التوالي. وقد أنجزت دراسة التشققات وفقا لمعايير ISRM. التشققات تشكل مجسمات صغيرة جدا (>0,002 م³ إلى 0,008 م³)، والتي تتميز ببعد مسافة صغير جدا (>0.006 إلى 0.20م)، وتواتر مرتفع و امتداد معتدل الى عالي، و سطوحها ملساء و ذات حث متوسط وفتحات ضيقة جدا وقربية و المملوءة أحيانا بالكوارتز. نتائج النفاذية المتحصل عليها من خلال وسائل مختلفة (التجريبية والاختبارات في الموقع) تبين أن الكتلة الصخرية معتدلة إلى منخفضة النفاذية.

كتلة الصخور ذات جودة منخفضة إلى منخفضة تماما ومقاومة ضعيف وذلك على النحو الوارد من خلال تقييم تجريبي حسب نظم التصنيف (RQD، RMR، Q و GSI)، ومعايير الانهيار لهوك وبراون، ولهذا، فمن المستحسن وضع دعم بالبراغي و الخرسانة المرشوشة، وكما ان الشكل الملائم للنفق هو شكل حدوة الحصان مع انحناء الجدران في الواقع، ان النتائج التي تم الحصول عليها في هذا العمل تبين أن الكتلة الصخرية لمكان النفق لديه نسبة عدم تجانس كبيرة وذلك لخصوصية flysch، ولهذا فمن المستحسن استخدام طريقة هوك وآخرون (2008) الذي تم تصميمه خصيصا لدراسة flysch أثناء الحفر.

كلمات رئيسية: نفق، كتلة، GSI، هوك، Flysch ; RMR