

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Jijel

جامعة جيجل



Faculté des Sciences
Département des Sciences
de la Terre



كلية العلوم
قسم علوم الأرض

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Magister en géologie

Option : Géologie de l'Ingénieur

Thème

Caractérisation géologique et géomécanique de la
masse rocheuse du site du barrage du Beni Haroun
et étude de stabilité (Wilaya de Mila)

Présenté par : Mr. Kebab Hamza

Soutenu publiquement le : 29 / 10 / 2008

Devant le jury composé de:

Dr. Zennir Abdelmalek

Dr. Djallit Hamou

Dr. Shout Hocine

Dr. Boumezbeur Abderrahmane

Dr. Boufetuha Youcef

M.C. Université de Jijel

M.C. CRAAG Alger

M.C. Université de Constantine

M.C. Centre Universitaire Tébessa

M.C. Université de Jijel

Président

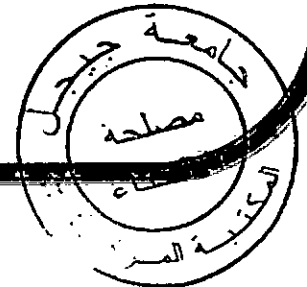
Examineur

Examineur

Rapporteur

Co - Encadreur

Année universitaire : 2007/2008



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

et de la Recherche Scientifique

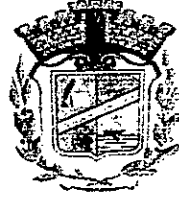
Université de Jijel

جامعة جيجل

جامعة جيجل
المكتبة المركزية
رقم العدد: TH1332

552/5

Faculté des Sciences
Département des Sciences
de la Terre



كلية العلوم
قسم علوم الأرض

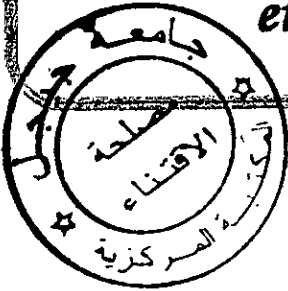
Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Magister en géologie

Option : Géologie de l'Ingénieur

Thème

Caractérisation géologique et géomécanique de la
masse rocheuse du site du barrage du Beni Haroun
et étude de stabilité (Wilaya de Mila)



Présenté par : Mr. Kebab Hamza

Soutenu publiquement le : 29 / 10 / 2008

Devant le jury composé de:

Dr. Zennir Abdelmalek

Dr. Djallit Hamou

Dr. Shout Hocine

Dr. Boumezbeur Abderrahmane

Dr. Boufetouha Youcef

M.C. Université de Jijel

M.C. CRAAG Alger

M.C. Université de Constantine

M.C. Centre Universitaire Tébessa

M.C. Université de Jijel

Président

Examineur

Examineur

Rapporteur

Co - Encadreur

Année universitaire : 2007/2008

أَعُوذُ بِاللَّهِ مِنَ الشَّيْطَانِ الرَّجِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

إِنِّي فِي خَلْقِ السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضِ وَأَخْتِلَافِ اللَّيْلِ
وَالنَّهَارِ لَأَيُّتٌ لِأُولِي الْأَلْبَابِ ﴿١٩٠﴾ الَّذِينَ يَذْكُرُونَ اللَّهَ
فِيمَا وَقَعُوا وَعَلَىٰ جُنُوبِهِمْ وَيَتَفَكَّرُونَ فِي خَلْقِ
السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضِ رَبَّنَا مَا خَلَقْتَ هَذَا بَطْلًا تُسَبِّحُكَ
فَقِنَا عَذَابَ النَّارِ ﴿١٩١﴾

آل عمران: ١٩٠ - ١٩١

Remerciements

Avant tous, je remercie Allah qui m'a donné la volonté et tout puissant, qui m'a guidé tout au long de ma vie, qui m'a permis de m'inscrire et d'arriver aussi loin dans mes études, qui m'a donné courage et patience pour passer tous moments difficiles, et qui m'a permis d'achever ce modeste travail

Je tiens à présenter mes humbles et sincères remerciements ainsi que toute ma reconnaissance et ma profonde gratitude à mon promoteur Boumezbeur Abderrahmane, maître de conférence au centre universitaire de Tébessa, pour tous son dévouement lors de mon encadrement, pour tout son aide et ses précieux conseils et ses énormes compétences scientifiques et morales malgré sa charge de travail et les soucis de santé, il m'a consacré beaucoup de leur temps dans le traitement, critiques, et les corrections.....J'ai vraiment l'honneur et la chance de travailler avec lui.

Mes remerciements très chaleureux à Mr Bouftouha Youcef, qui m'a guidé et suivi dans la partie géologique de mon travail. J'ai déjà travaillé avec lui dans le mémoire d'ingénieur et comme l'habitude, il est connu par ses critiques fructueuses qui ont été pour moi une source d'enrichissement.

Mes remerciements vont également à Mr. Zennir Abdelmalek, maître de conférence à l'université de Jijel, pour m'avoir l'honneur et l'immense plaisir d'accepter de présider le jury.

J'adresse également mes vifs remerciements aux membres du jury MR, SHOUI Hocine, maître de conférence à l'université de Constantine et Mr. Dejlit Hamou, maître de conférence, Directeur de Recherche - CRAAG Alger, qui ont bien voulu accepter d'examiner ce modeste travail.

Je tiens à formuler ma gratitude et profonde reconnaissance à l'égard de Mr. Bouznoune Azzedine, pour son encouragement et ses précieux conseils.

J'exprime ma profonde reconnaissance à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation depuis la graduation.

Je tiens à remercier également Mr. François Mathier, Adjoint scientifique à l'unité ENAC/ICARE au Laboratoire de la Mécanique des Roches (LMR) à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, qui m'a aidé à résoudre quelques difficultés dans mon travail par sa disponibilité, la documentation et ses précieux conseils.

Je remercie également Mr. Benchaita Abdennour (Djellol), pour tous, son aide, son encouragement et ses précieux conseils

Je ne termine pas sans avoir exprimé mes vifs remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Je n'oubliera jamais de m'adresser à mes parents et toute ma famille mes vifs remerciements pour leurs soutiens exemplaire moral et matériel continu et inébranlable.

Un grand merci à tous mes collègues de la promotion 2005 et à tous mes collègues du post grade. Je garderai toujours de bons souvenirs.

Enfin j'aimerais remercier tous mes amis, mes amies et mes collègues pour leurs amitiés, leurs soutiens, et toutes les personnes qui m'ont aidé de loin et de près même par un simple mot d'encouragement

ملخص

من أجل تغطية النقص في المياه، ينصح ببناء للسود و الخزانات لتجميعها. و قد بني سد بني هارون بهدف تلبية احتياجات الشرق الجزائري من الماء و سيبدأ في المستقبل القريب بتموين الولايات مثل : جيجل، أم البواقي، ميلة، قسنطينة، باتنة و خنشلة و هذا مما أدى إلى بناء محطات تحويل مهمة مثله. يقع سد بني هارون في شمال شرق الجزائر على مجرى واد الكبير على بعد 40 كيلومتر من مصبه في البحر الأبيض المتوسط.

يعتبر سد بني هارون مركب هيدروليكي مهم، على المستوى التقني يصل ارتفاعه إلى غاية 120 متر ابتداء من أساسه الذي يبلغ طوله 710 متر، و تقدر سعة السد العادية في حالة الإمتلاء بـ : 960 مليون متر مكعب.

حاليا سد بن بهارون هو في مرحلة الإستغلال و تقريبا ممتلئ تماما بالماء. مثل كل سد فهو يشكل خطر على حياة السكان الموجودين في أسفل الواد، وذلك رغم احتياطات التأمين المأخوذ بها خلال مرحلة بنائه، لأنه يوجد دائما احتمال الإنهيار، حتى ولو كان ضعيفا فيجب أخذه بعين الاعتبار.

بني سد بني هارون على كتلة صخرية كلسية من العصر الإيسوني. وهي تتميز بتعرية خفيفة، وتقطع بثلاث عائلات مختلفة من التشققات، اثنتان منها ذات الإتجاه: شمال-غرب والأخرى ذات الإتجاه : شمال غرب-جنوب شرق. تملك التشققات تباعد متوسط يتراوح بين 0.30 متر و 0.62 متر، وفتحة متوسطة سمكها أقل أو يساوي 1 مم و هي مملوءة كليا أو جزئيا بالكلس أو فارغة. كما أن أغلب جدران التشققات تتميز بخشونة خفيفة

الكتلة الصخرية لموقع سد بني هارون ذات نوعية متوسطة حسب التقدير بأنظمة التصنيف RMR، QD، و GSI. تجارب لugeon والحساب بواسطة الصيغ التجريبية، الموضوعة إنطلاقا من التشققات، يبينون أن الكتلة الصخرية ذات نفاذية ضعيفة للماء.

تم التحقق من ثباتية الحاجز ضد الإنزلاق بواسطة قوانين السكون وكذلك بتطبيق النظام DMR، كلتا الطريقتين تبين أن السد ثابت في الشروط التركيبية و المائية الأكثر قسوة.

تطبيق معيار الإنكسار لـ: هوك- براون يبين بكل وضوح أن مقاومة الكتلة الصخرية لموقع سد بني هارون أكبر من الجهد المطبق من طرف القاعدة. حساب الكبس(هبوط) يبين على أنه مهم، ومنه المنشئ غير مهدد بخطر الإنهيار أو كبس(هبوط) مفرط للقاعدة.

و أخيرا نقوم بالإشارة إلى أن هذه الدراسة تبقى تقدير تمهيدى لحالة الكتلة الصخرية وثباتية السد، لأن مزيد من المعطيات هي مهمة من أجل دراسة أكثر دقة و أكثر تفصيلا .

كلمات مفتاحية : سد، كتلة صخرية، تشققات، RMR، وثباتية، هوك.

Résumé

Pour répondre aux besoins en eau, il est recommandé de construire les barrages et les réservoirs pour emmagasiner l'eau. Le barrage de Beni Haroun est construit dans le but de répondre aux besoins de tout l'Est de l'Algérie en eau. Il devrait alimenter les wilayas de Jijel, Oum Bouaghi, Mila, Constantine, Batna et Khenchela ce qui mène à réaliser des structures de transfert aussi importantes que le barrage lui-même. Il est situé dans le Nord Est de l'Algérie sur l'oued El-Kebir à une quarantaine de kilomètres de son embouchure dans la mer méditerranéenne.

Le barrage de Beni Haroun fait un édifice hydraulique important. Sur le plan technique, il atteint les 120 m de hauteur à partir de la fondation, une longueur de 710 m en crête avec une capacité de retenue normale de 960 millions de mètres cubes.

Actuellement, le barrage de Beni Haroun est en phase d'exploitation et il est presque rempli d'eau. Comme tout barrage, il constitue une menace aux habitations se trouvant à l'aval, et cela, malgré les mesures de sécurité prises lors de sa réalisation car il existe toujours une probabilité de rupture qui même très faible, doit être prise en considération.

Le barrage de Beni Haroun est édifié sur les calcaires de l'Eocène. Ces derniers sont légèrement altérés et recoupés par trois familles distinctes de joints, deux de direction sensiblement Est-Ouest, et une de direction Nord-Ouest-Sud-Est. Les discontinuités ont un espacement moyen de 0.30 à 0.62 m et une ouverture moyenne de moins de 1 mm totalement ou partiellement remplis de calcite ou vides. Les épontes sont souvent légèrement rugueuses.

La masse rocheuse est de qualité moyenne selon la notation par les systèmes de classification RQD, RMR, et GSI. Les essais lugeons et le calcul de la perméabilité par les formules empiriques établies à partir des discontinuités qualifient la masse rocheuse de peu perméable.

La stabilité contre le glissement de la digue est vérifiée par l'application des lois de la statique ainsi que par l'application du système Dam Mass Rating (DMR). Les deux méthodes montrent que le barrage est stable dans les conditions hydrauliques et structurales les plus défavorables.

L'application du critère de rupture de Hoek et Brown montre que la résistance de la masse rocheuse du site du barrage est nettement supérieure à la charge transmise par la digue. Le calcul du tassement montre qu'elle est également négligeable ; donc l'ouvrage n'est menacé par aucun risque de rupture ou de tassement excessif des fondations.

En fin on doit signaler que cette étude reste une estimation préliminaire des conditions de la masse rocheuse et de la stabilité du barrage car plus de données sont nécessaires pour une étude plus élaborée et plus détaillée.

Mots clés : barrage, masse rocheuse, discontinuité, RMR, stabilité, Hoek

Abstract

In order to overcome recent year shortage in water supply, it is highly advisable to build dams and reservoir to impound water and /or regulate the flow in rivers. Beni Haroun dam is constructed to satisfy water demand of the whole population of several wilayas of the N E of Algeria. For the dam to be fully exploited transfer network facilities, which are as important as the dam itself, must be constructed. The dam is located in the North East Algeria, about 50 Km to the west of Constantine city, on Rhumel-Kebir River, 40 Km before its entrance in the Mediterranean Sea.

The dam is an important hydraulic structure; technically it is a 120 m height and 710 m long with a storage capacity of 960 million cubic meter. At the present time, the dam is almost filled with water and provides water for domestic use in many places, i.e. Constantine. Like any dam, its stability is of a great concern to the population leaving downstream. It is known that despite the security measures taken during construction a failure probability, as small as it may be, exists especially when we consider earthquakes of unusual magnitudes.

Beni Haroun dam is built on Eocene limestones. They are slightly altered and cut by three distinctive sets of joints mainly; two sets E – W, and one NW – SE. The discontinuity spacing is about 0.30 to 0.62 m and the mean aperture is around 1 mm wholly or partially filled by calcite or empty. Discontinuity walls are frequently slightly rough.

The rock mass on which the dam is constructed is of medium quality according to RQD, RMR and GSI ratings. Permeability determined, along boreholes, using Lugeon tests and by way of well established empirical formulae on discontinuities qualifies the rock mass as of low permeability.

The stability of the dam against sliding is checked by classical law of static equilibrium as well as by the use of the system dam rock mass rating (DMR). Both methods show that the dam is stable in the most unfavourable structural and hydraulic conditions.

The use of Hoek and Brown empirical failure criteria show that the strength of the rock mass is higher than the imposed load by the weight of the dam. Settlement is also negligible; so the dam is not treated failure or excessive settlement of the rock foundation.

At the end it is worth saying that this study constitute a preliminary assessment of the rock mass conditions and the stability of the dam as more data is required for a more precise and accurate study.

Key words: Dam, Rock mass, discontinuity, RMR, stability, Hoek

TABLE DES MATIERES

	Pages
 CHAPITRE I : INTRODUCTION	
Introduction.....	1
 CHAPITRE II : APERÇU GEOLOGIQUE	
II.1. Introduction.....	7
II.2. Les grands ensembles géologiques de l'Algérie du Nord.....	8
II.2.1. Le domaine interne.....	8
II.2.1.1. Le socle Kabyle.....	8
II.2.1.2. La couverture sédimentaire du socle Kabylie.....	9
II.2.1.2.1. La dorsale Kabyle.....	9
II.2.1.2.1.1. La dorsale interne.....	10
II.2.1.2.1.2. La dorsale médiane.....	10
II.2.1.2.1.3. La dorsale externe.....	10
II.2.1.2.2. La couverture Oligo-Miocène Kabylie.....	10
II.2.1.2.3. Les olistostromes.....	11
II.2.2. Le domaine des flyschs.....	11
II.2.2.1. Le flysch Maurétanien.....	11

CHAPITRE III : CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE DE LA MASSE ROCHEUSE

III.1. Introduction.....	31
III.2. La description du matériau rocheux.....	31
III.3. La description de la masse rocheuse.....	32
III.3.1. Les discontinuités.....	33
III.3.1.1. Les propriétés géométriques des discontinuités.....	34
III.3.1.1.1. Le type des discontinuités.....	34
III.3.1.1.2. Le nombre des familles de la discontinuité.....	34
III.3.1.1.3. La localisation et l'orientation des discontinuités.....	35
III.3.1.1.4. L'espacement des discontinuités.....	37
III.3.1.1.5. L'ouverture des discontinuités.....	37
III.3.1.1.6. Le matériau de remplissage.....	38
III.3.1.1.7. La persistance ou l'ampleur.....	38
III.3.1.1.8. La nature des surfaces.....	39
III.3.1.1.9. Les informations additionnelles.....	39
III.3.1.2. Les techniques utilisées dans l'étude des discontinuités.....	39
III.3.1.2.1. Les mesures directes.....	39
III.3.1.2.2. Les mesures à partir des sondages (drillholes).....	40
III.3.1.2.3. Les méthodes de la surface photographique.....	40
III.3.1.2.4. Comparaison des méthodes de l'étude de la discontinuité.....	40
III.3.1.3. Techniques de mesure sur les scanlines.....	41
III.3.1.3.1. Prélèvement sur le scanline.....	42
III.3.1.3.2. L'orientation des scanlines.....	42

III.3.1.3.3. La fréquence des fractures (densité).....	43
III.3.2. L'état d'altération de la masse rocheuse.....	44
III.3.3. La vitesse sismique.....	45
III.4. Description de la masse rocheuse du site du barrage de Beni Haroun.....	47
III.4.1. L'analyse des discontinuités.....	49
III.4.2. L'étude structurale des discontinuités.....	50
III.4.3. L'espacement et la fréquence des discontinuités.....	52
III.5. La perméabilité de la masse rocheuse.....	55
III.5.1. Définitions de la perméabilité primaire et secondaire.....	55
III.5.2. La mesure directe de la perméabilité des masses rocheuses.....	57
III.5.2.1. L'essai Lugeon.....	59
III.5.2.2. L'essai Lefranc.....	60
III.6. La perméabilité de la masse rocheuse du site du barrage.....	61
III.7. Calcul direct de la perméabilité de la masse rocheuse du site du barrage.....	65
III.8. Conclusion.....	67

CHAPITRE IV : CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE DE LA MASSE ROCHEUSE

IV.1. Introduction.....	69
IV.2. Définition utilisation des systèmes de classifications / caractérisation.....	69
IV.3. Les systèmes de classification/caractérisation de la masse rocheuse.....	69
IV.3.1. Le système RQD (Rock Quality Designation).....	72
IV.3.1.1. Méthodes indirectes d'estimation du RQD.....	74
IV.3.1.2. Les inconvénients du système RQD.....	75
IV.3.2. Rock Structure Rating (RSR)	75

IV.3.3. Le Rock Mass Rating (RMR)	78
IV.3.3.1. La résistance de la roche.....	79
IV.3.3.2. La qualité de la carotte du sondage.....	80
IV.3.3.3. L'espacement de joints.....	80
IV.3.3.4. Les conditions de joints.....	81
IV.3.3.5. L'eau souterraine.....	81
IV.3.3.6. L'orientation par rapport à l'ouvrage.....	82
IV.3.4. Le système Q.....	84
IV.3.5. Le Geological Strength Index (GSI)	86
IV.3.6. Le système Dam Mass Rating (DMR)	90
IV.4. Corrélation entre les systèmes de classification.....	93
IV.5. Classification de la masse rocheuse de site du barrage de Beni Haroun.....	94
IV.5.1. Classification de la masse rocheuse selon le système RQD.....	95
IV.5.2. La classification de la masse rocheuse selon le système RMR.....	97
IV.5.3. La classification selon GSI.....	97
IV.5.3.1. L'évaluation du GSI par la méthode directe.....	98
IV.5.3.2. L'évaluation du GSI à partir du RMR.....	98
IV.5.4. Le système DMR (Dam Mass Rating).....	98
IV.6. Conclusion.....	99

**CHAPITRE V : RESISTANCE MECANIQUE ET RUPTURE
DE LA MASSE ROCHEUSE**

V.1.Introduction.....	101
V.2. Les critères empiriques de rupture pour la roche intacte.....	101
V.3. Les critères empiriques pour les masses rocheuses.....	102

V.4. Le critère de rupture de Mohr – Coulomb.....	103
V.5. Le critère de Mohr–Coulomb appliqué aux masses rocheuses.....	105
V.6. Le critère de rupture de Hoek–Brown pour la masse rocheuse.....	107
V.7. Les coefficients du critère de rupture de Hoek–Brown.....	110
V.7.1. Le coefficient <i>mi</i>	110
V.7.2. Le coefficient <i>m b</i>	114
V.7.3. Le coefficient <i>s</i>	114
V.7.4. Le coefficient <i>a</i>	115
VI.7.5. Le paramètre (σ_{ci}).....	115
V.8. Application du critère de rupture de Hoek – Brown pour le site du barrage.....	115
V.9. Application du critère de rupture de Hoek–Brown par le programme Rockab.....	116
VI.10. Conclusion.....	119

CHAPITRE VI : ETUDE DE FONDATION ET STABILITE

VI.1. Introduction.....	121
VI.2. La déformation de la masse rocheuse.....	121
VI.3. Les paramètres de conception de la déformation de la masse rocheuse.....	122
VI.3.1. Le coefficient de Poisson.....	122
VI.3.2. Définition des modules d'élasticité.....	122
VI.3.2.1. Le module tangent initial.....	123
VI.3.2.2. Le module tangent élastique.....	123
VI.3.2.3. Le module de récupération (recovery modulus).....	123
VI.3.2.4. Le module de déformation.....	123
VI.4. Les méthodes d'évaluation du module de déformation.....	124

VI.4.1. Les méthodes statiques d'évaluation du module de déformation.....	124
VI.4.2. Les méthodes sismiques.....	124
VI.4.3. Les méthodes empiriques d'évaluation du module de déformation.....	125
VI.4.3.1. A partir du système RQD.....	125
VI.4.3.2. A partir du système RMR.....	126
VI.4.3.3. A partir du système Q.....	126
VI.4.3.4. A partir du système GSI.....	127
VI.4.4.4. Corrélations de méthodes géophysiques et des méthodes empiriques.....	127
VI.5. Evaluation in situ du module de déformation de la masse rocheuse du site du barrage Beni Haroun.....	128
VI.6. La capacité portante ultime.....	128
VI.6.1. La rupture par cisaillement général.....	128
VI.6.2. La rupture par compression.....	130
VI.6.3. La rupture par éclatement (splitting).....	130
VI.7. La capacité portante admissible.....	134
VI.8. Calcul de la capacité portante des masses rocheuses de site du barrage du Beni Haroun.....	135
VI.9. Calcul du tassement.....	136
VI.10. Calcul du tassement de la fondation du barrage de Beni Haroun.....	138
VI.11. Les problèmes de l'instabilité des barrages poids.....	139
VI.12. L'analyse de la stabilité du barrage poids contre le glissement.....	140
VI.13. L'analyse de la stabilité du barrage poids contre le renversement.....	143
VI.14. La stabilité contre le glissement du barrage poids de Beni Haroun.....	144
VI.15.1. Le cas simple.....	145

VI.15.2. Le cas possible.....146

VI.16.Conclusion.....148

CHAPITRE VII : CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale.....150

BIBLIOGRAPHIE.....153

LISTES DES TABLEAUX

Pages

CHAPITRE I : INTRODUCTION

Tableau I.1 : La répartition des ruptures des barrages dans le monde.....04

CHAPITRE II : APERÇU GEOLOGIQUE

Tableau II.01 : Les épicentres localisés autour du site du barrage de Beni Haroun dans un rayon de 30 km (rapport A.N.B, 1998)27

Tableau II.02 : Les valeurs de (SMP) et (SEP) (rapport A.N.B, 1998)28

CHAPITRE III : CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE DE LA MASSE ROCHEUSE

Tableau III.01 : La taille du bloc (Anon, 1977)37

Tableau III.03 : Description de la persistance (ISRM, 1981).....38

Tableau III.04: La qualité d'information de différents types de l'étude de la discontinuité (Anon, 1977).....41

Tableau III.05 : Les grades d'altération (Anon, 1977).....45

Tableau III.06.a : Les vitesses des ondes longitudinales des minéraux (Goodman, 1989).....46

Tableau III.06.b : Des valeurs typiques du (V_1^*) pour les roches (Fourmaintraux, 1976)46

Tableau III.07 : Les caractéristiques des discontinuités des masses rocheuses de site du barrage de Beni Haroun.....	55
Tableau III.08 : Les conductivités pour des certains types de roches (Goodman, 1989) (Données du Brace (1978), Davis et Wiest (1966) et Serafim (1968)).....	57
Tableau III.09 : Estimation de la perméabilité secondaire à partir de la fréquence de discontinuités (Bell, 2007).....	57
Tableau III.10 : La perméabilité moyenne des marnes.....	61-62
Tableau III.11 : La perméabilité moyenne des calcaires.....	62-65
Tableau III.12 : Les résultats de la perméabilité.....	66

CHAPITRE IV : CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE DE LA MASSE ROCHEUSE

Tableau IV.01 : Les majeurs systèmes de classification et caractérisation (Palmström, 1995 modifié).....	70-71
Tableau IV.02 : Les paramètres inclus dans les différents systèmes de classification numérique et fonctionnels (Edelbro, 2003, modifié).....	72
Tableau IV.03 : Corrélation entre le RQD et la qualité de la roche (Deere, 1968).....	74
Tableau IV.04 : Paramètre A : Géologie général du secteur (Wickham, 1972).....	77
Tableau IV.05 : Paramètre B : le model (pattern) du joint, direction du trajet (drive) (Wickam, 1972).....	77
Tableau IV.06 : Paramètre C : Eaux souterraines et conditions des joints (Wickam, 1972).....	77
Tableau IV.07 : Evaluations de la masse rocheuse selon le système RMR (Bieniawski, 1989).....	79
Tableau (IV.08) : Notes RMR sur la base de la résistance à la compression uniaxiale (Bieniawski, 1989).....	80
Tableau (IV.09) : Rock Quality Designation (RQD) pour le système RMR (Bieniawski, 1989).....	80

Tableau (IV.10) : L'espacement des discontinuités (Bieniawski, 1989).....	80
Tableau (IV.11) : Condition des discontinuités (Bieniawski, 1989).....	81
Tableau (IV.12) : Condition de l'eau souterraine (Bieniawski, 1989).....	81
Tableau (IV.13) : L'ajustement pour l'orientation relative des joints (Bieniawski, 1989).....	82
Tableau (IV.14) : L'évaluation de l'effet de l'orientation des joints sur les tunnels (les plongements sont le long de l'axe du tunnel) (Bienniawski, 1989).....	82
Tableau (IV.15) : L'évaluation de l'effet de l'orientation des joints sur la stabilité de la fondation du barrage (Bienniawski, 1989).....	83
Tableau IV.16 : Signification des notes d'évaluation dans le système RMR (Bienniawski, 1978).....	84
Tableau IV.17 : La classification de la masse rocheuse basée sur les valeurs du Système Q (Barton et al., 1974).....	86
Tableau IV.18 : GSI et la qualité du massif rocheux (Hoek et al., 1995).....	86
Tableau IV.19 : L'évaluation de constantes des masses rocheuses non remaniées (Hoek, Kaiser et Bawden, 1995).....	87
Tableau IV.20 : L'évaluation du Geological Strength Index (GSI) (Hoek et al., 1997).....	88
Tableau IV.21 : L'évaluation GSI pour des masses rocheuses en blocs (blocky) (Hoek et Karzulovic, 2001).....	89
Tableau IV.22 : L'évaluation du GSI selon le programme « Roclab » (Hoek, 2002).....	90
Tableau IV.23 : La relation entre (WR) et (r_u) (Romana,2003).....	91
Tableau IV.24: les facteurs d'ajustement pour la stabilité du barrage (R_{STA}) selon l'orientation des joints (Romana, 2003).....	92
Tableau IV.25 : Exemple de calcule du RQD pour une tranche de (20m).....	95
Tableau IV.26 : Calcul du système (RMR).....	97

Tableau IV.27 : Détermination des notes du système (DMR).....99

Tableau IV.28 : Classification de la masse rocheuse du site du Barrage de Beni Haroun.....99

CHAPITRE V : RESISTANCE MECANIQUE ET RUPTURE DE LA MASSE ROCHEUSE

Tableau V.01 : Critères de rupture pour la roche intacte (Edelbro, 2003).....101

Tableau V.02 : Quelques critères de rupture de la masse rocheuse (Edelbro, 2003, modifié).....103

Tableau V.03 : Guidelines pour l'évaluation du D le facteur de remaniement (Hoek et al., 2002).....109

Tableau V.04 : Valeurs de m_i pour quelques types de roche sélectionnée, basée sur les données de Doruk (1991) (Helgstedt, 1997).....110

Tableau V.05 : Les valeurs de m_i pour la roche intacte, par groupe de roche (Hoek, Kaiser et Brown, 1995).....111

Tableau V.06 : Les valeurs de la constante (m_i) pour la roche intacte, par groupe de roche (Hoek et Karzulovic, 2001).....112

Tableau V.07 : Les valeurs du coefficient m_i pour la roche intacte, selon le programme « RocLab » (Hoek, 2002).....113

Tableau V.08 : Les paramètres du critère de rupture du Hoek-Brown ($D=0$).....115

Tableau V.09 : Les paramètres du critère de rupture du Hoek-Brown ($D = 0.2$).....116

Tableau V.10 : Les résultats obtenus par le programme Roclab.....119

CHAPITRE VI : ETUDE DE FONDATION ET STABILITE

Tableau VI.01 : Les valeurs du module de déformation (E_d) de la masse rocheuse du site de Beni Haroun.....128

Tableau VI.02 : Les facteurs de correction (Sowers, 1979).....130

Tableau VI.03 : Les modes de rupture selon les différentes conditions de la masse rocheuse (US Army Corps of Engineering, 1994).....	133
Tableau VI.04 : Les valeurs de la capacité portante de la masse rocheuse du site de barrage.....	136
Tableau VI.05 : Les valeurs du (I) selon la forme de la semelle (Costet et Sanglerat, 1981).....	138
Tableau VI.06 : Les résultats de tassement pour le barrage de Beni Haroun.....	138
Tableau VI.07 : Les facteurs de sécurité pour le cas simple.....	145
Tableau VI.08 : Les facteurs de sécurité du cas possible.....	148

LISTES DES FIGURES

Pages

CHAPITRE I : INTRODUCTION

- Figure I.1:** Plan de situation du barrage poids de Beni Haroun (Harza engineering Company, 1985).....2
- Figure I.2:** Le bassin de l'Oued El-Kebeir (Harza engineering Company, 1985).....3

CHAPITRE II : APERÇU GEOLOGIQUE

- Figure II.01:** Structure de la chaîne alpine de la méditerranée occidentale (Durand Délga, 1969).....7
- Figure II.02 :** Les grands ensembles géologiques des Maghrébides en Algérie (Wildi, 1983 in Djellit, 1987).....9
- Figure II.01 :** Carte géologique du site du barrage de Beni Haroun (D'après HARZA ENGINEERING COMPANY (USA), 1986).....16
- Figure II.02 :** Colonne lithostratigraphique du site du barrage de Beni Haroun (D'après SETA, 2000 in Aoun, 2002).....18
- Figure II.03 :** Coupe N – S au niveau du barrage de Beni Haroun le long de l'Oued El-Kebir (D'après HARZA ENGINEERING COMPANY (USA), 1986).....19
- Figure II.04 :** Implantation des sondages (D'après Harza Engineering Company (USA), 1986).....20
- Figure II.05 :** Coupe géologique (A-A') sur l'axe 06 d'après Harza Engineering Company (USA).....21

Figure II.06 : Coupe géologique SWW (A) – NEE (B).....	22
Figure : II.07 : Coupe géologique sur l'axe du barrage SW(C) – NE (D).....	23
Figure : II.08 : Coupe géologique (CE-ED).....	23
Figure II.09 : Coupe géologique (HG-GF).....	24
Figure II.10 : Carte de déchiffrement par linéament sur les photos aériennes (Chriet, 2002).....	26

CHAPITRE III : CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE DE LA MASSE ROCHEUSE

Figure III.01 : Les indices fournis pour une description complète du matériel de rocheux pour l'ingénierie (Anon, 1977).....	32
Figure III.02 : Illustration de la masse rocheuse (Edelbro, 2003).....	33
Figure III.03 : Les propriétés géométriques primaires dans la roche (Hudson, 1989).....	34
Figure III.04 : Définition les propriétés géométriques du joint (Zhao Jian, 2007).....	35
Figure III.05 : Exemple de relevé structural (Durville et Héraud, 1995).....	36
Figure III.06 : L'intersection du scanline avec une famille des fractures.....	42
Figure III.07 : Les techniques du prélèvement des scanlines selon la distribution des fractures (Priest, 1993).....	43
Figure III.08 : Les corrections de mesure de scanline (Priest, 1993).....	44
Figure III.09 : Système de classification pour la fissuration dans les spécimens de la roche (Fourmaintraux, 1976).....	47
Figure III.10 : Surface de masse rocheuse partiellement endommagée (partie haute).....	48
Figure III.11 : Surface de masse rocheuse partiellement endommagée (partie bas).....	48
Figure III.12 : L'intersection des discontinuités qui forme des blocs angulaires enclenchés, non équidimensionnels.....	49
Figure III.13 : Les surfaces des discontinuités.....	50

Figure III.14 : Photo satellite extraite par Google Earth, illustre les stations de mesure.....	50
Figure III.15 : Les rosaces des directions des données de mesure.....	51
Figure III.16 : Mesure d'espacement par la technique de la photographie.....	53
Figure III.17 : Mesure d'espacement.....	54
Figure III.18: Principe de l'essai Lugeon (G. Filliat, 1981).....	59
Figure III.19 : La courbe pression-débit ($Q = f(p)$)(Anon, 2003).....	60
Figure III.20 : Principe de l'essai de Lefranc (G. Filliat, 1981).....	61
Figure III.21 : La perméabilité dans les masses rocheuses de fondation du barrage.....	66

CHAPITRE IV : CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE DE LA MASSE ROCHEUSE

Figure IV.01 : Le calcul du RQD (Sabatini et Al, 2002).....	73
Figure IV.02 : La relation entre la portée non soutenue, Stand up time et RMR (D'après Bieniawski, 1989 et 1993).....	84
Figure IV.03 : Coupe géotechnique parallèle à l'axe du barrage.....	96
Figure IV.04 : Coupe géotechnique coupe l'axe du barrage.....	96

CHAPITRE V : RESISTANCE MECANIQUE ET RUPTURE DE LA MASSE ROCHEUSE

Figure V.01 : Le critère de rupture de Mohr – Coulomb avec un cut-off de tension (Goodman, 1989).....	103
Figure V.02 : La résistance au cisaillement sur le plan (ab).....	104
Figure V.03 : La relation entre les contraintes principales majeures et mineurs et pour les critères de Hoek – Brown et de Mohr – Coulomb (Hoek et al., 2002).....	105
Figure V.04 : Les analyses de la résistance de la roche par utilisation le Roclab (D = 0).....	117
Figure V.05 : Les analyses de la résistance de la roche par utilisation le Roclab (D = 0.2).....	117
Figure V.06 : Les analyses de la résistance de la roche par utilisation le Roclab (D = 0).....	118

Figure V.07 : Les analyses de la résistance de la roche par utilisation le Roclab ($D = 0.2$)...118

CHAPITRE VI : ETUDE DE FONDATION ET STABILITE

Figure VI.01 : La courbe typique Contrainte- Déformation de la masse rocheuse in situ avec divers modules qui peut être obtenus (U.S Army Corps of Engineers, 1994).....	122
Figure VI.02: Le facteur de correction (J) pour l'espacement de la discontinuité avec la profondeur (Bishnoi, 1968).....	131
Figure VI.03: Le facteur de la capacité portante pour l'espacement de la discontinuité (Bishnoi, 1968).....	131
Figure VI.04 : Fondation de structure chargée excentriquement (US Army Corps of Engineering, 1994).....	134
Figure VI.05 : La pression admissible de contacte sur la roche fracturée (US Army Corps of Engineering, 1994).....	135
Figure VI.06 : La section d'un barrage poids (Cognon et Lacombe, 1998).....	139
Figure VI.07 : La contrainte de cisaillement est développée dans un barrage de béton due à la variation de la déformabilité dans la roche de fondation (Goodman, 1989)...	140
Figure VI.08 : Modes de rupture de glissement dans les fondations des barrages poids (d'après Underwood et Dixon, 1976 in Wyllie, 1999).....	141
Figure VI.09 : Méthode approximative de calculer la stabilité de renversement pour les barrages poids (Underwod et dixon, 1976 in D. C. Wyllie, 1999, modifié).....	143
Figure VI.10 : Le cas simple du barrage poids de Beni Haroun.....	145
Figure VI.13 : Le cas possible et dangereux du barrage poids de Beni Haroun.....	147

Chapitre I :

Introduction générale

Introduction :

L'eau est devenue un problème mondial surtout avec ces dernières années de sécheresse. Elle est nécessaire pour la vie et le développement : « Nous avons fait de l'eau tout être vivant » (و جعلنا من الماء كل شيء حيا الأنبياء، الآية 69). Les barrages sont considérés comme des atouts pour répondre aux besoins d'eau surtout pendant les périodes de sécheresse qui peuvent affecter et influencer négativement notre vie actuelle. L'Est de l'Algérie (les hautes plaines : Aurès, Constantinois...etc.) est caractérisé par une activité agricole importante qui nécessite des quantités importantes en eau pour l'irrigation. Cela à mener les autorités a décidé de construire les barrages dont Beni Haroun fut le plus important.

Le complexe hydraulique de Béni Haroun demeure une réalisation stratégique majeure dans le programme du développement du secteur des ressources en eau. Ce barrage est considéré comme l'un des plus grands projets réalisés à ce jour sur le plan national. Cet énorme édifice, situé au cœur d'un grand complexe hydraulique est conçu en BCR (Béton compact roulé).

Sur le plan technique, le barrage atteint les 120 m de hauteur à partir de la fondation, une longueur en crête est de 710 m, avec une capacité de retenue normale de 960 millions de m³ par an. Son bassin versant a une superficie de 7 725 Km², et a un apport annuel moyen d'environ 730m³/an avec un volume régularisé de 435 millions de m³/an.

Ce site stratégique, dont le coût avoisine les 3 milliards de dollars, est un atout pour le Constantinois et les Aurès, dans la mesure où les infrastructures complémentaires programmées, dans une perspective trentenaire, prolongeront ses tentacules vers les wilayas de Mila, Constantine, Jijel, Oum El Bouaghi, Batna et Khenchela. D'après les responsables de l'A.N.B.T (Agence Nationale des Barrages et Transferts), ces infrastructures permettront, l'approvisionnement en eau potable, d'environ 4,62 millions d'habitants et l'irrigation de 30 000 ha, allant ainsi, jusqu'aux plaines de Téléghma, Chemorra et Tafoula (Batna) réception et maintenance.

Dans ce contexte, nous citerons la station de pompage de Beni Haroun qui constitue le premier maillon du transfert de Beni Haroun vers les autres régions. Cette station

est l'une des plus grandes au monde, d'une puissance de 180 Mw (mégawatts), elle refoule un débit de $23\text{m}^3/\text{s}$, soit plus de 1,5 million de m^3/jour , sur une hauteur de 700 m.

Le barrage poids de Beni Haroun se situe dans le nord-est de l'Algérie sur l'Oued El-Kebeir à une quarantaine de kilomètres (40 km) de son embouchure dans la mer méditerranéenne. Il est situé à l'extrémité amont de la gorge de Beni Haroun à quatre kilomètres (4 km) environ en aval du confluent de l'Oued Rhumel et de l'Oued Enndja. Un affluent moins important, l'Oued El-Dib, rejoint l'Oued El-Kebeir (Voir figure 1).

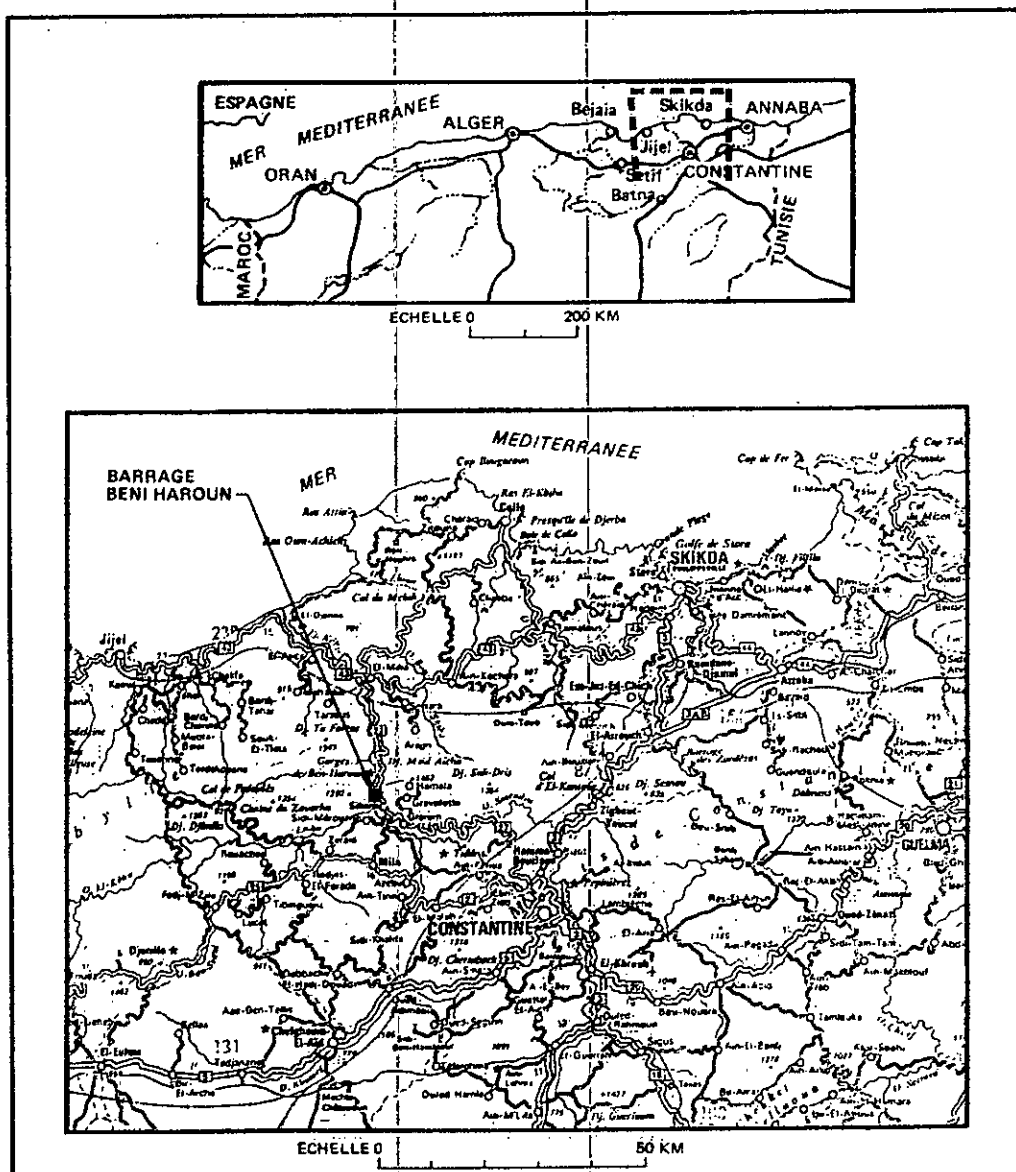


Figure 1.1: Plan de situation du barrage poids de Beni Haroun (Harza engineering Company, 1985)

Le barrage poids de Beni Haroun a une hauteur de 120m, permet de créer une retenue de 960 millions de mètre cube (m³). Cette dernière se situe à environ de quarante kilomètres (40 Km) au Nord – Nord – Ouest au Constantine et trois cent cinquante kilomètres (350 Km) à l'Est d'Alger.

Le bassin d'Oued El-Kebeir au site du barrage de Beni Haroun recouvre une superficie environ de sept milles sept cents vingt cinq kilomètres carré (7725 Km²), dont à peu près 28% fait partie du bassin versant de l'Oued Enndja et 71% de celui de l'Oued Rhumel (figure I.2).

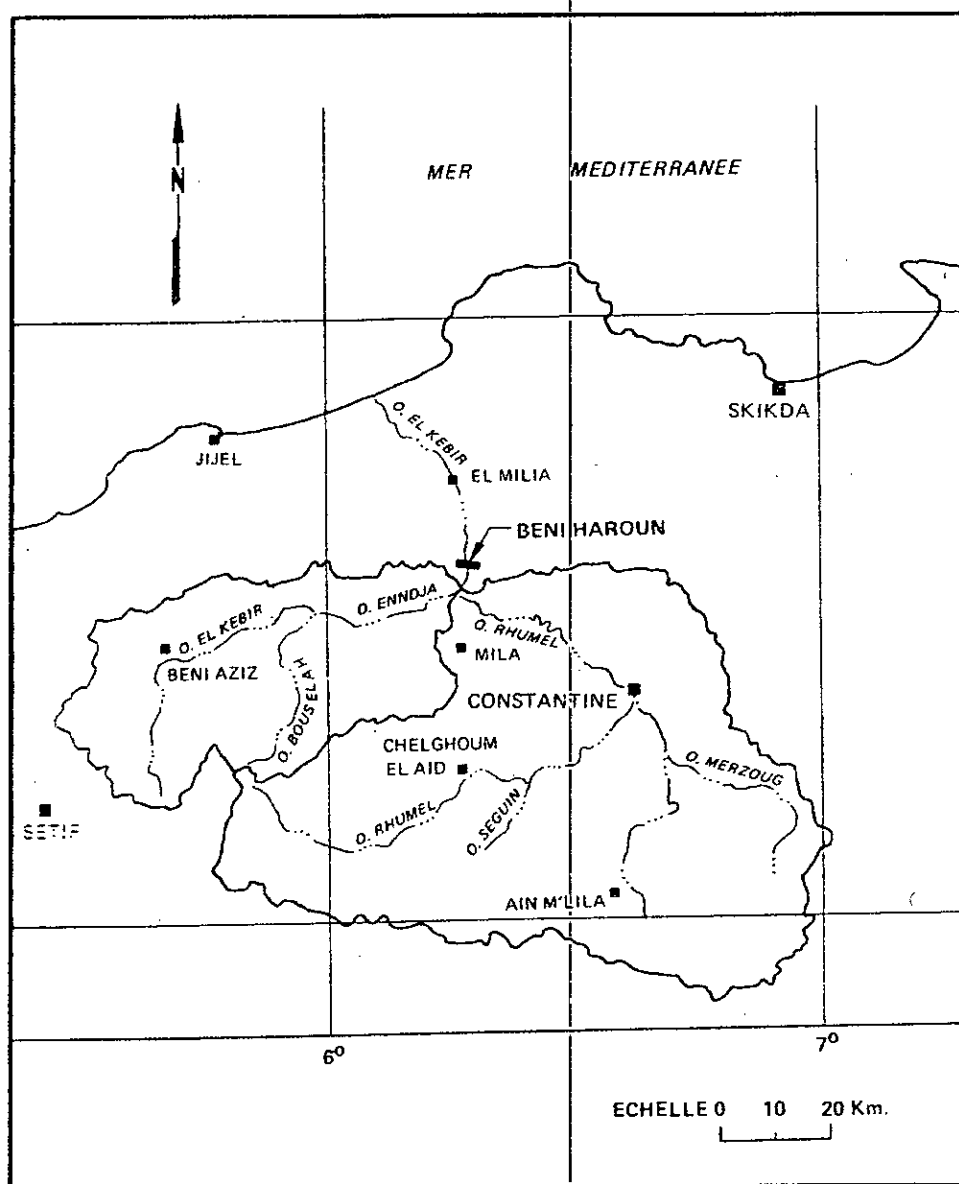


Figure I.2: Le bassin de l'Oued El-Kebeir (Harza engineering Company, 1985)

Le registre mondial des grands barrages comptait, à la fin de l'année 1977, 15628 ouvrages (Chine exclue). Une étude a été réalisée et il ressort que le risque de rupture pour cet ensemble est actuellement de 1,5 par an, ce qui donne un risque de rupture de 10^{-4} par année de barrage. Sur les barrages mis en service entre 1900 et 1974, les ruptures se répartissent géographiquement de la façon suivante :

	Barrages mis en service entre 1900 et 1974			ruptures correspondantes		
	remblais	maçonnerie	divers	remblais	maçonnerie	divers
U.S.A.	2537	608	262	38 ou 39	8 ou 9	3
Japon	851	613	--	3	1	--
Europe	715	1462	--	1	5	--

Tableau I.1 : La répartition des ruptures des barrages dans le monde

Depuis une cinquantaine d'années, des progrès sensibles ont été réalisés sur la sécurité des barrages. Cependant, ce résultat n'a été atteint que grâce aux grandes précautions prises à tous les stades : conception, réalisation et exploitation. Ces progrès doivent encore évoluer.

En effet, plusieurs particularités propres aux barrages rendent la prévision de leur comportement, par conséquent l'évaluation de leur marge de sécurité, particulièrement difficile. Les modes de ruptures sont nombreux, les paramètres qui les définissent sont multiples, les données naturelles sont dominantes et échappent pratiquement à toute connaissance complète et précise. Dans ce cas, il faut prendre une marge de sécurité suffisamment grande lors de la conception de l'ouvrage.

Cet ouvrage est évidemment menacé par le risque de rupture soit par le glissement sur le plan de fondation, soit par renversement à cause des différents problèmes et fautes de conception probables. Donc il présente un risque potentiel sur la vie des habitants se trouvant en aval.

L'étude de la stabilité de l'ouvrage en question a été abordée sur plusieurs chapitres qui se suivent de la manière suivante:

➤ **Chapitre I : Introduction générale**

Il comporte la situation géographique du barrage et la problématique et l'objectif du travail.

➤ **Chapitre II : Aperçu géologique**

Ce chapitre représente une recherche bibliographique où se situe le site dans le contexte géologique régionale. Ensuite une étude géologique ponctuelle et détaillée du site avec des coupes géologiques et géotechniques.

➤ **Chapitre III : Description géotechnique de la masse rocheuse**

Ce chapitre est consacré pour à l'analyse et l'étude des données collectées sur les discontinuités de la masse rocheuse.

➤ **Chapitre IV : Classification des masses rocheuses**

Ce chapitre V est traité la classification géotechnique de la masse rocheuse de site de Beni Haroun selon les systèmes de classification RQD, RMR, DMR et GSI.

➤ **Chapitre V : Résistance mécanique et rupture de la masse rocheuse**

Dans ce chapitre on applique les critères de rupture de Hoek & Brown et Mohr Coulomb où on utilise le logiciel Roclab pour vérifier la stabilité de la masse rocheuse sous le barrage. Egalement, on détermine quelques paramètres de la masse rocheuse : le module de déformation (E) et les caractéristique mécanique de la masse roches(c, ϕ) et la contrainte maximale.

➤ **Chapitre VI : Etude de fondation et stabilité**

Ce dernier chapitre s'intéresse à la vérification de la capacité portante de la masse rocheuse et du tassement. Ensuite, on vérifie la stabilité de la fondation contre le glissement.

➤ **Chapitre VII : Conclusion générale**

Comprend les résultats de calcul avec des recommandations.

Chapitre II :

Aperçu géologique

II.1. Introduction :

La chaîne alpine s'étend d'Ouest en Est sur 2000 Km allant, de Gibraltar à la Calabre (Durand Délga, 1971). Elle correspond à un empilement de grandes nappes de charriage sur la plate forme Africaine à vergence Sud (Raoult, 1974 ; Bouillin, 1977; Vila, 1980). Généralement elle est subdivisée en unités structurales issues de trois domaines paléogéographiques qui sont du nord vers le sud (Durand Délga, 1969) :

- 1) **Le domaine interne :** Il s'agit des unités cristallophylliennes du socle Kabyle et des unités de la dorsale calcaire (Durand Délga, 1969).
- 2) **Le domaine des flyschs :** Les principales unités de flysch sont représentées par les séries maurétaniennes et massyliennes. Elles correspondent respectivement aux parties distales et proximales, d'un même bassin (Wildi, 1983). Quant au flysch Numidien, il constitue structurellement la nappe la plus haute de l'édifice Alpin.
- 3) **Le domaine externe :**

Il est représenté par les unités telliennes, dont leurs dépôts vont de la sédimentation mésozoïque au tertiaire (Mahdjoub, 1991).

La région étudiée fait partie intégrante du domaine externe de la Petite Kabylie. Elle se situe dans la partie Nord orientale de l'Algérie, celle dernière appartient à la branche sud de la chaîne alpine.

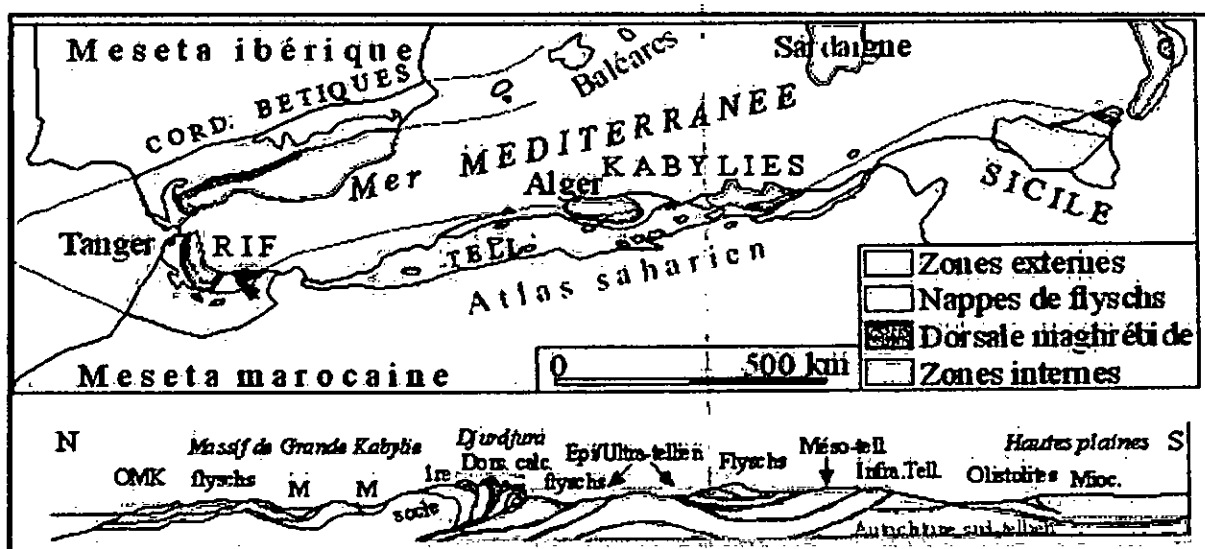


Figure II.01: Structure de la chaîne alpine de la méditerranée occidentale (Durand Délga, 1969).

II.2. Les grands ensembles géologiques de l'Algérie du Nord :

L'Algérie du nord est généralement subdivisée paléogéographiques en trois domaines (Durand Delga, 1955 ; Bouillin, 1977, Raoult, 1974 ; Vila, 1980 ; Wildi, 1983). Transversalement, on y distingue de l'intérieur vers l'extérieur de la chaîne Alpine (fig. 2) :

II.2.1. Le domaine interne :

En Algérie orientale et centrale, le domaine interne est représenté par un ensemble de massifs anciens (de Petite Kabylie, de Grande Kabylie et le massif de Chenoua), bordés au Sud par la dorsale Kabyle (Durand Délga, 1955 ; J.F. Raoult, 1974).

II.2.1.1. Le socle Kabyle :

Il est représenté par des formations cristallophylliennes, qui contiennent deux grands ensembles (Durand Délga 1955, Bouillin 1977) :

1) Un ensemble inférieur :

Constitué de gneiss fins à intercalations de marbres (localement puissantes) et d'amphibolites. Les termes de base de cet ensemble conservent des assemblages reliques du faciès des granulites (Durand Délga, 1969).

2) Un ensemble supérieur :

Formé de micaschistes, de schiste et de phyllades surmontés en discordance par des formations siluriennes (Durand Délga, 1955) comportant de bas en haut :

- Des schistes noirâtres
- Des psammites
- Des grès calcaires
- Des calcaires à orthocérés

En Petite Kabylie, tout cet ensemble est charrié sur une flèche d'environ 30 km vers le sud, sur des terrains mésozoïques et cénozoïques, appartenant aux unités telliennes. Ce déplacement est bien matérialisé au niveau des fenêtres de Dj. Filfila, Dj. Safia et Beni Toufout (Bouillin, 1977).

II.2.1.2. La couverture sédimentaire du socle Kabylie :

II.2.1.2.1. La dorsale Kabyle :

Le nom de dorsale Kabyle a été introduit par Durand Délga (1969), il est venu se substituer au nom de chaîne calcaire (Ficheur, 1903). Pour certains auteurs (Durand Délga, 1969 ; Bouillin, 1971) la Dorsale Kabyle est tectoniquement enfuie sous le Socle Kabyle.

Elle affleure en bandes étroites au sud du socle de Petit Kabyle au kef Toumiet, Sidi Driss et des affleurements de direction Est-Ouest sur une frange très étroite le long du Djebel Rhédir à l'Est, reposant sur un substratum paléozoïque (Raout, 1974) à l'Est de la Petite Kabylie.

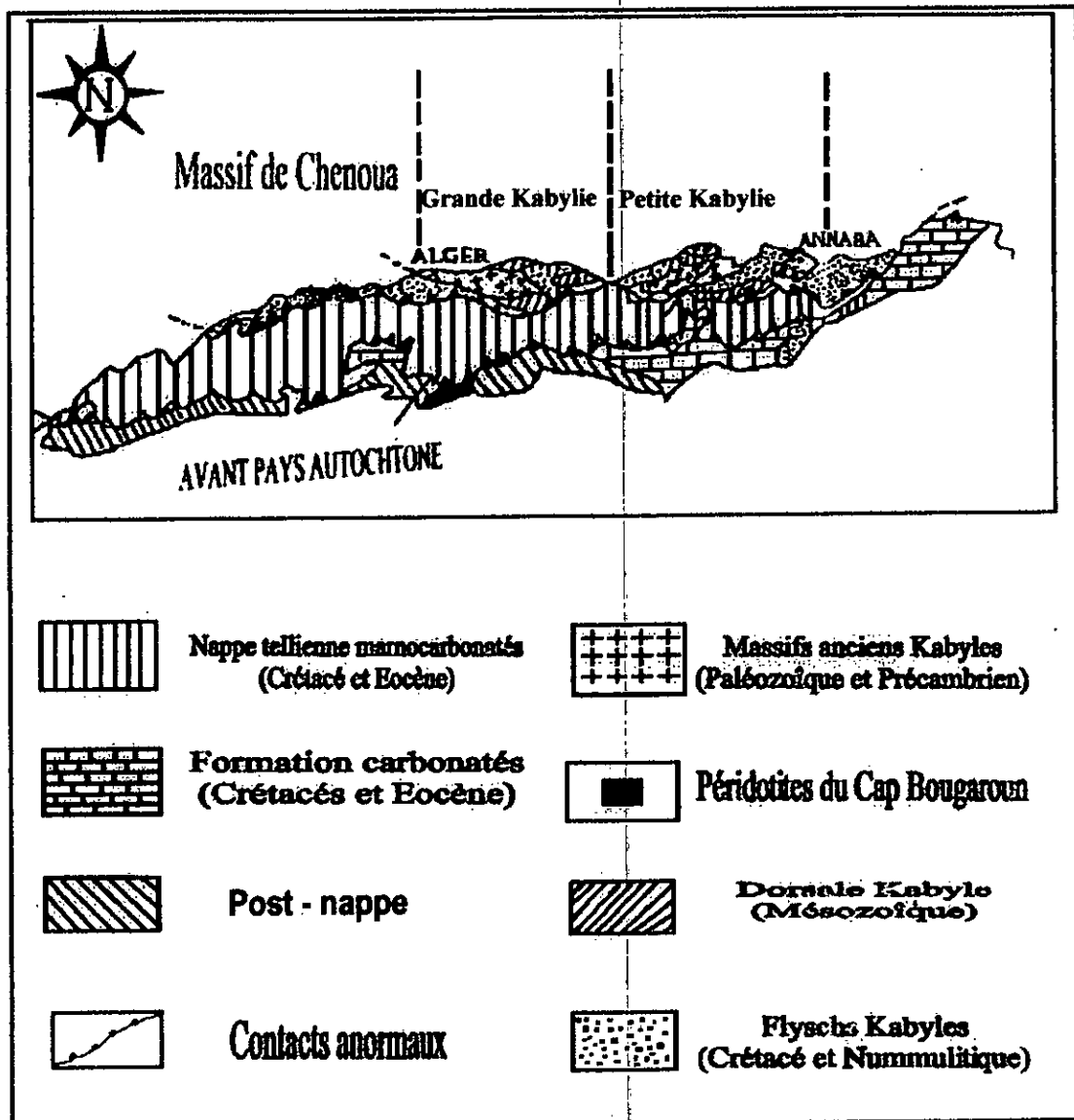


Figure II.02 : Les grands ensembles géologiques des Maghrébides en Algérie. (Wildi, 1983 in Djellit, 1987).

Les termes lithologiques de la dorsale Kabyle sont du nord vers le sud (Raoult, 1974) :

II.2.1.2.1.1. La dorsale interne :

Elle montre une série complète, constituée de conglomérats à la base et des calcaires au sommet, d'âge Permo-Triasique à Néocomien. Ces derniers sont surmontés en discordance par des calcaires néritiques riches en microfaunes benthiques (algues et foraminifères) de l'Eocène inférieur et moyen (Yprésien à Lutétien terminal).

II.2.1.2.1.2. La dorsale médiane :

Elle est caractérisée par des dépôts marno-calcaires à microfaune pélagique, du Turonien inférieur au Lutétien inférieur, avec une lacune stratigraphique au Crétacé moyen (Cénomaniens). La caractéristique essentielle de cette unité réside en son aspect condensé.

II.2.1.2.1.3. La dorsale externe :

Elle est caractérisée par un crétacé supérieur et un Eocène détritique et lacuneux. Elle comporte des calcaires silicifiés, surmontés en discordance par des conglomérats du Campanien. Ces derniers, montrent une intense érosion sénonienne. Elle repose en contact anormal sur les flyschs.

II.2.1.2.2. La couverture Oligo-Miocène Kabylie :

Elle correspond à l'ensemble des formations détritiques en position transgressive et discordance sur le socle Kabyle, d'âge Oligocène terminal à la base et Aquitanien inférieur au sommet (Raoult, 1974). Les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle sont constituées de trois principaux termes lithologiques (Raoult, 1974 ; Bouillin, 1979) :

- **Un terme de base :** Représenté par des conglomérats reposant en discordance sur le socle Kabyle.
- **Un terme médian :** Formé de grès lithiques, de grès micacés à débris provenant du socle Kabyle associés à des pélites micacés
- **Un terme supérieur :** Pélitique et siliceux à radiolaires et diatomées.

II.2.1.2.3. Les olistostromes :

Ce sont des formations tectono – sédimentaires à débris de flyschs et de roches telliennes intercalées dans des passés grés-micacés d'âge supposé Aquitaniens Burdigaliens inférieurs. Ils reposent sur les formations de l'Oligo-Miocène Kabyle (Bouillin et Raoult, 1971 ; Bouillin, 1977).

II.2.2. Le domaine des flyschs :

Il correspond paléogéographiquement aux dépôts de type flysch. Ces matériaux occupent la position méridionale des zones internes, mises en place par des courants de turbidité d'âge Crétacé à Paléogène (Bouillin 1977).

Les flyschs et leur substratum anté – Crétacé forment des nappes, qui viennent recouvrir le domaine externe (Mahdjoub, 1991).

II.2.2.1. Le flysch Maurétanien :

Ce terme a été proposé pour la première fois par Gélard (1969). Le flysch maurétanien se rencontre en bordure du domaine interne. Il comporte des terrains allant du Néocomien au Lutétien. Il montre de bas en haut :

- Un préflysch calcaire du Tithonique – Néocomien, constitué d'une alternance de marnes grises et de turbidités calcaires.
- Un ensemble de grés épais (300m) à cassure verte (flysch de Gerrouch) attribué à l'Albo – Aptien.
- Des phanites rouges et blanches du Sénonien supérieur.
- Des micros brèches à ciment riche en quartz détritiques et parfois des microconglomérats du Sénonien.
- Au sommet des conglomérats puis des grés micacés tertiaires (Eocène à Oligocène).

II.2.2.2. Le flysch Massylien :

Le terme de flysch Massylien a été proposé par Raoult (1969) pour caractériser les formations détritiques schisto-quartzitiques.

Ce flysch comporte une série allant du Néocomien (?) au Lutétien terminal et regroupe trois ensembles qui sont de bas en haut :

- Argile et grès quartzitiques, des grès légèrement calcaireux et localement des niveaux conglomératiques de l'Albo-Aptien.
- Marnes et calcaires fins du Vraconien, des micros brèches et des conglomérats du Sénonien inférieur et moyen aux quels sont associées des phanites noires.
- Bancs calcaires à microfaune pélagique du Cénomano - Turonien.

Cet ensemble est surmonté par des argiles rouges et des micro-brèches calcaires bioclastiques à nummulites de l'Eocène (Bouillin, 1979).

II.2.2.3. Le flysch Numidien :

Le terme de flysch Numidien a été créé par Ficheur (1903). Ce flysch forme une entité géologique à part. Généralement, il occupe la position structurale la plus haute dans l'édifice alpin. Il comporte de bas en haut (Bouillin, 1977) :

- Un soubassement d'argiles varicolores dites : « sous numidiennes », de teintes, rouges et grises renfermant souvent des tubotomaculums daté de l'oligocène moyen à supérieur.
- Des grès à grains hétérométriques et à dragées de quartz bien roulé datés Aquitaniens à Burdigaliens inférieurs (Lahondère 1979).
- Des marnes et des silixites d'âge burdigalien inférieur.

Le flysch numidien est attribué en partie à l'Aquitano-Burdigalien (depuis la base des grès aux argiles à silixites). Les argiles sous numidiennes sont, en effet, azoïques (Lahondère et al 1979).

II.2.3. Le domaine externe :

Il est représenté par les séries telliennes et les formations de l'avant pays.

II.2.3.1. Les séries telliennes :

Elles sont des séries épaisses allant du Néocomien au Lutétien issues du sillon tellien à dominante marneuse (Bouillin, 1977).

Ces formations telliennes comportent du Nord au Sud (Villa, 1980) :

- 1) **Une série ultra-tellienne :** Elle est représentée par les formations marneuses et marno - calcaires d'âge de Crétacé à l'Eocène (Durand Délga, 1969).

- 2) Une série méso-tellienne : Elle comprend les formations carbonatées du jurassique. Elle est considérée comme étant la couverture de la plate forme constantinoise (Villa, 1980).
- 3) Une série peni-tellienne : Cette série se distingue par des formations Jurassico-Crétacées. Elle est caractérisée par des faciès intermédiaires entre les faciès de la plate forme (calcaire et marno-calcaire du néritique) et des faciès de bassin (marne du domaine tellien).

II.2.3.2. Les formations de l'avant pays :

Les formations de l'avant pays sont représentées par des calcaires et des marnes de la plate forme constantinoise. Elles comportent les séries anté-priaboniennes autochtones et parautochtone (Villa, 1980).

II.2.3.2.1. Les série de l'avant-pays Allochtone :

D'Ouest au l'Est, l'avant-pays Allochtone présente plusieurs types de séries, allant du Trias supérieur au Crétacé ou même à l'Eocène. On se les regroupe en trois familles (J. M. Villa, 1980) :

- 1) Organisation sétifienne.
- 2) Organisation constantinoise : Ces séries sont représentées par :
 - Les séries néritiques constantinoises.
 - Les séries de types Sellaoua.
 - Les séries du Djéffa.
 - Les séries méridionales.
- 3) Organisation Algéro-Tunisienne.

II.2.3.2.2. Les séries de l'avant-pays Autochtones et parautochtones :

Se sont des séries sédimentaires mésozoïques épaisses et très plissées. Ces séries sont principalement localisées aux niveaux de l'atlas tunisien, l'atlas saharien, les monts du Hodna, les monts de Batna, et les monts des Aurès (Villa, 1980).

II.2.4. Les formations post-nappes :

Elles sont représentées par des dépôts marins et continentaux d'âge Miocène à Pliocène dans le bassin de Constantine (Bouillin, 1977 et Coiffait 1992). Ces formations reposent en discordance sur les formations précédentes et comportent deux cycles sédimentaires dans la partie Nord du Massif de la Petite Kabyle (Bouillin, 1979) :

- 1) **Un premier cycle** : constitué par des marne grises ou bleues transgressives sur les terrains précédents.
- 2) **Un deuxième cycle** : gréseux d'épaisseur réduite (5 à 50 m), paraissant nettement transgressive.

Dans la partie Sud du massif de la petite Kabylie, particulièrement, dans le bassin constantinois, ces formations sont dominées par des dépôts continentaux (conglomérats, sables, graviers, argiles et roches évaporitiques) (Coiffait, 1992).

II.2.5. Les roches magmatiques :

Elles sont représentées principalement par :

- Les roches basiques et ultrabasiqes (péridotites, Gabbros, Diorites, Micro-diorites et dolérites) de Texenna et Cap Bougaroun.
- Les roches volcaniques (Rhyolithes, trachytes, andésite, Dacite) dans la région de Cavallo, cap de fer et Collo.
- Les granites et les granodiorites dans les régions : Cap Bougaroun, Beni Toufout, d Filfila et El-Milia

Ces roches granitiques sont une particularité de la partie orientale de la Petite Kabylie (Roubault, 1934; Robin, 1970; Semroud ; 1970 ; Bouillin, 1977 ; Oubadi, 1994 ; Fognots 1990).

II.3. Géologie du site du barrage de Beni Haroun :

Le site du barrage est situé approximativement à la cote de 110 m sur l'Oued el - Kébir à environ de 3.5 km en aval de la confluence de l'Oued Rhumel et de l'Oued Endja. L'affluent, Oued Dib, rejoint Oued el - Kébir juste à l'amont du barrage.

Les données géologiques, géotechniques et sismiques du site du barrage ont été des rapports des études antérieures réalisées par Harza Engineering Company en 1984 et 1986, Promon en 1990 et Dragados et International Geophysical Technology en 1997.

Plusieurs types ont été proposés pour la réalisation du barrage de Beni Haroun (enrochement, béton et en terre) dans plusieurs axes; le premier type proposé est enrochement sur l'axe 06, et finalement, un barrage poids est choisi et adapté au site sur type sur l'axe (07) (figure II.01).

Les terrains superficiels du site sont constitués par des dépôts alluviaux (terrasses anciennes, terrasses et alluvions actuelles) ainsi que des éboulis et des colluvions.

L'assise du barrage est représentée par les formations des marnes du Paléocène et les calcaires de l'Eocène. La fondation du barrage de Beni Haroun est constituée essentiellement de calcaire de l'Eocène.

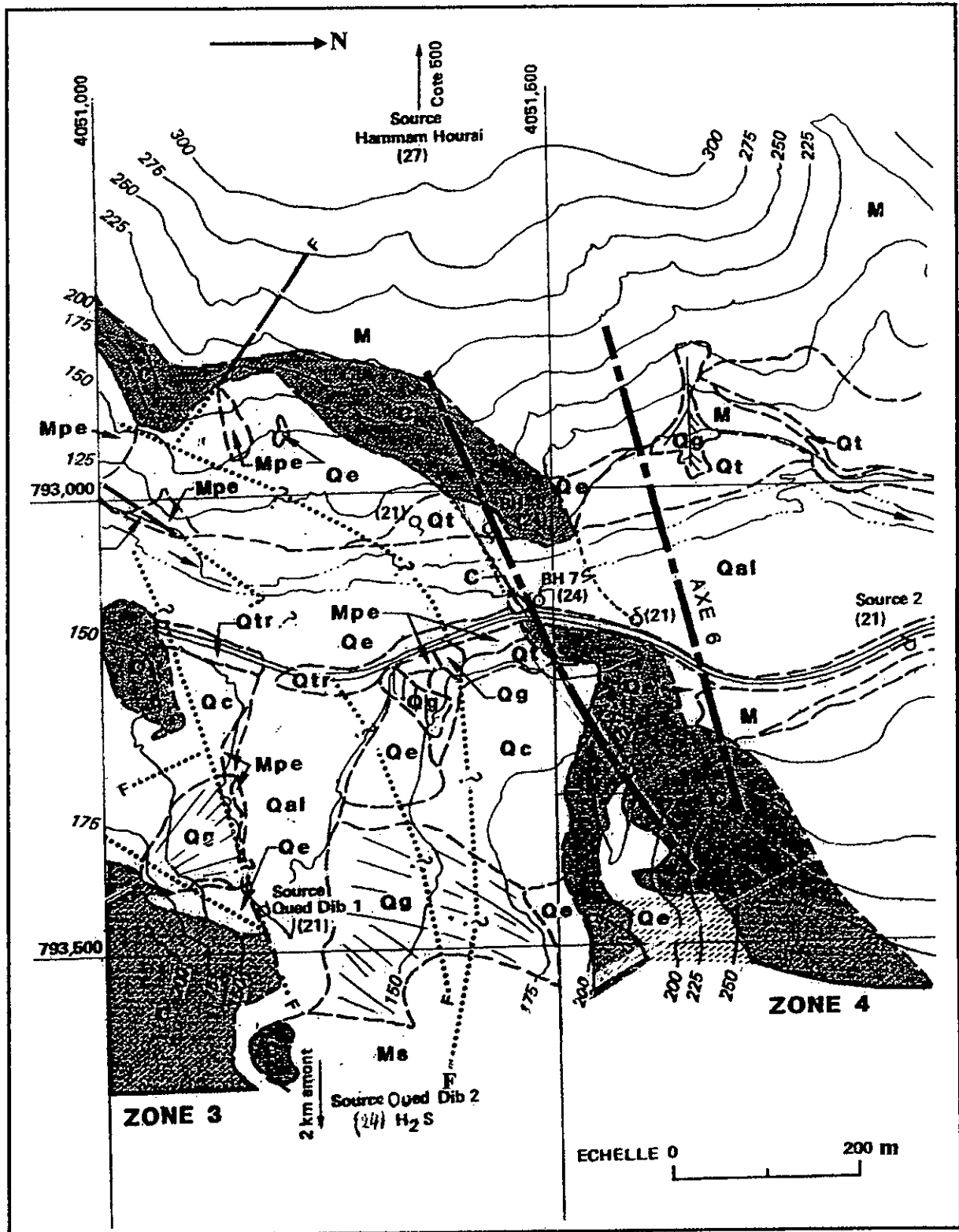

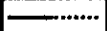



Figure II.01 : Carte géologique du site du barrage de Beni Haroun
 (D'après HARZA ENGINEERING COMPANY (USA), 1986)

Légende	
Qal	Alluvion
Qt	Terrasse
Qtr	Terrasse de remblai
Qfz	Colluvion
Qe	Eboulis
Eboulis	Eboulis épais
Qg	Zone de glissement
Mpe	Marne de l'Eocène
C	Calcaire de l'Eocène
M	Marne du Paléocène
Ms	Marne subaffleure
	Limite géologique
	Faille
	Axe du barrage

➤ **Synthèse lithostratigraphique de l'assise du barrage de Beni Haroun :**

Les formations de l'assise du barrage de Beni Haroun appartiennent au domaine externe de la chaîne Alpine de l'Algérie. Ces formations sont des calcaires datés de l'Eocène, attribués à l'Yprésien. Ces formations sont :

A. Le Paléocène :

Il est représenté par des marnes noires, affleurant sur les deux rives de l'Oued El-kebir, sur la rive Sud d'Oued Dib et dans les excavations en aval du site du barrage.

Ces marnes se débitent aisément pour former des colluvions argilo-silteux et montrent localement, des traces de gypse et de calcite en remplissage des joints. Dans la partie supérieure de ces marnes on trouve sur 5 m une alternance de marnes et des bancs de calcaires constituant la transition avec les formations sus-adjacentes représentées par les calcaires de l'Yprésien (rapport A.N.B, 1998).

B. L'Eocène :

Il est représenté principalement par deux formations :

➤ **Les calcaires de l'Yprésien :**

Du bas au haut on distingue trois termes principaux :

- Calcaires de base.
- Calcaires à silex.
- Calcaires marneux.

Ces calcaires affleurent dans les gorges de l'Oued El-kebir, ils représentent l'appui du barrage, car ils sont relativement résistants à l'altération et à l'érosion, mais ils présentent toutefois des indices de dissolutions.

➤ **Les marnes attribuées au Lutétien :**

Ces marnes se débitent en plaquette admettant à la base des passées gréseuses donnant un aspect flyschöïde.

C. Le quaternaire :

Le quaternaire recouvre les formations précédentes, il est représenté par une terrasse alluviale formée de graviers et de gros blocs dans une matrice sableuse, passant à des galets emballés dans un produit plus argileux vers l'intérieur du bassin.

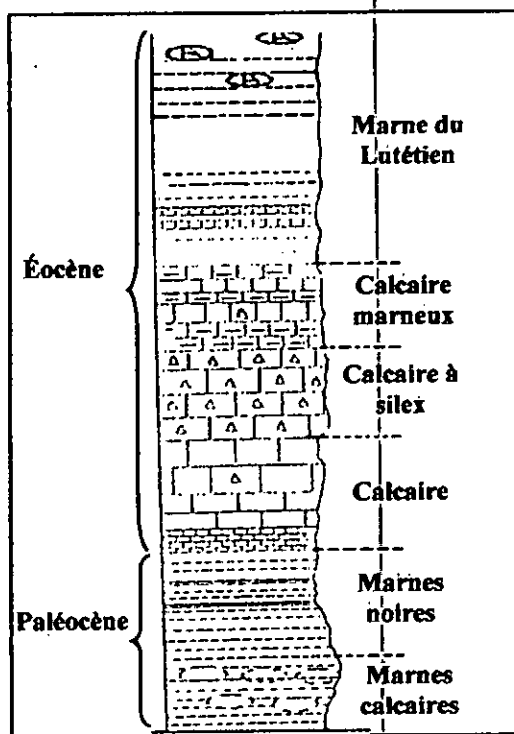


Figure II.02 : Colonne lithostratigraphique du site du barrage de Beni Haroun.
(D'après SETA, 2000 in Aoun, 2002)

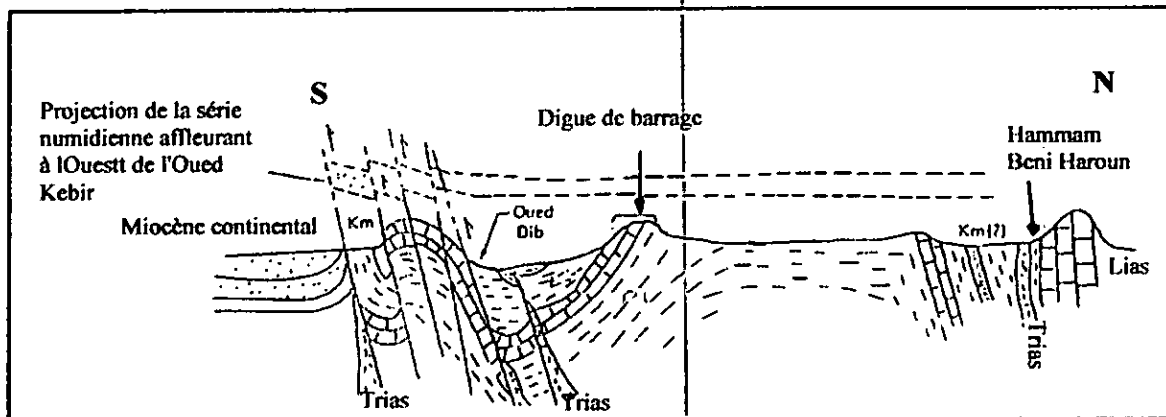


Figure II.03 : Coupe N – S au niveau du barrage de Beni Haroun le long de l'Oued El-Kebir (D'après HARZA ENGINEERING COMPANY (USA), 1986).

La coupe schématique de la figure (II.03) réalisée par Harza Engineering Company (USA) en 1986, est d'orientation Est-Ouest.

La région de Beni Haroun est engendrée par de grands accidents régionaux les plus importants sont d'orientation sensiblement Est-Ouest avec la montée du Trias. Le barrage est implanté à la limite de deux provinces géomorphologiquement distincts, le bassin miocène de Constantine au Sud et la chaîne Numidique au Nord.

II.4. Exploitation des données des sondages :

La figure (II.04) montre le programme de reconnaissance du site du barrage de Beni Haroun réalisé par le bureau d'étude Harza Engineering Company (USA) en 1986. L'exploitation des données disponibles des sondages permet une meilleure compréhension de la géologie du site du barrage et son assise. En effet des corrélations entre les logs des sondages permet d'établir des coupes sondées selon les traits : (AB); (CD), (CE-ED) et (FG-GH).

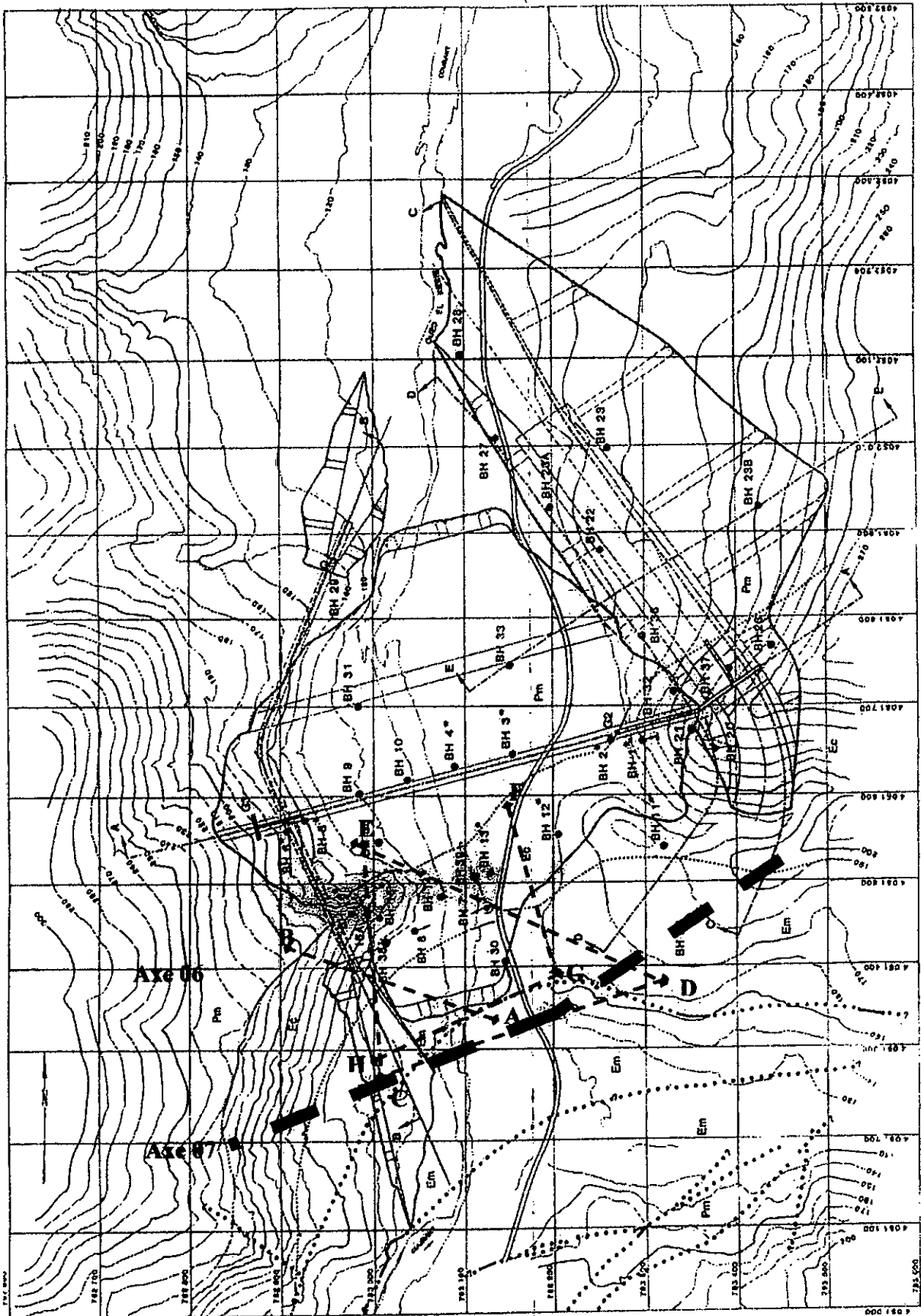


Figure II.04 : Implantation des sondages
(D'après Harza Engineering Company (USA), 1986)

Légende	
Em	Eocène marneux
Ec	Eocène calcaire ux
Pm	Paléocène marneux
●BH 4*	Sondage de mission 1
●BH22	Sondage de mission 3
●BH6	Sondage incliné
—-?—	Contact géologique marne/calcaire
— 2 —	Faïlle
Axe 06	Axe du barrage enrochement
Axe 07	Axe du barrage en béton
---	Traits des coupes réalisées
[]	Galerie proposée
A-A'	Coupe faite par Harza Engineering Company
—	Plan de masse du barrage, de l'évacuateur et du tunnel de dérivation

La coupe de la figure (II.05) est réalisée par Harza Engineering Company (USA) suivant l'axe (06) choisi pour la réalisation d'un barrage enrochement sur les marnes.

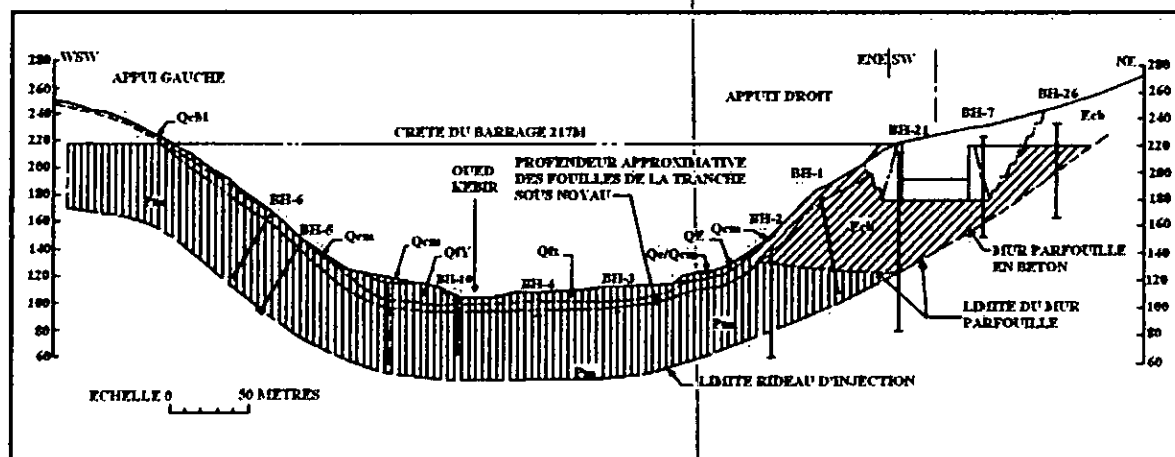


Figure II.05 : Coupe géologique (A-A') sur l'axe 06 d'après Harza Engineering Company (USA)

Légende	
Qfz	Alluvions actuelles
Qfy	Alluvions de terrasse (+ 5m)
Qfx	Alluvions de terrasse (+200 m) parfois cimentés
Qlx	Dépôt alluvial ou d'inondation
Qe	Eboulis principalement de calcaire
Qec	Eboulis sur semelle de colluvion de marne
Qcm	Colluvion De Marne
Qcm/fx	Calcaire Eocène
Ecb	Calcaire noir de base de l'Eocène
Pm	

Les coupes réalisées sont représentées sur les figures (II.06, II.07, II.08 et II.09).

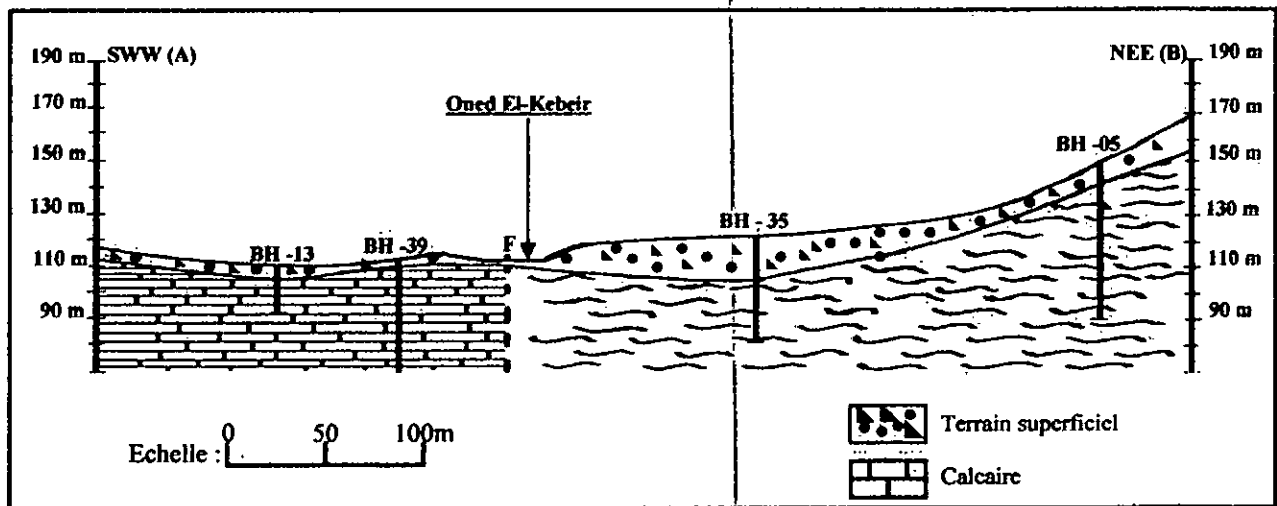


Figure II.06 : Coupe géologique SWW (A) - NEE (B)

La corrélation entre les sondages (13, 39, 35 et 05) sur la coupe géologique (A-B) de la figure (II.05), montre un contact anormal entre les calcaires de l'Eocène et les marnes du Paléocène.

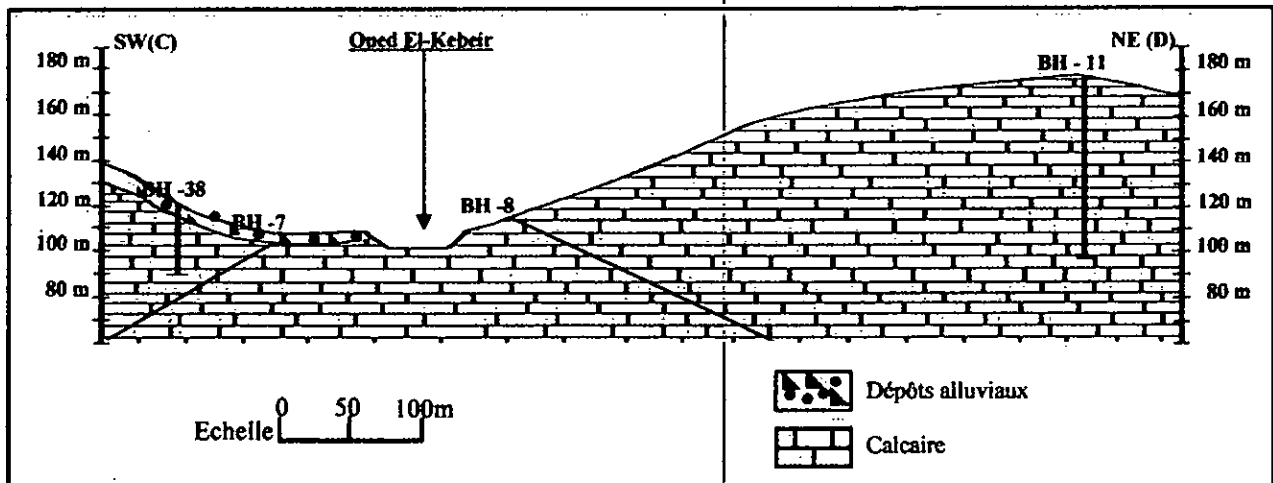


Figure : II.07 : Coupe géologique sur l'axe du barrage SW(C) – NE (D)

La coupe de la figure (II.07) est parallèle à l'axe du barrage. Elle nous permet de corréler entre les sondages (38, 7, 8 et 11). Donc le barrage est fondé sur les calcaires de l'Eocène.

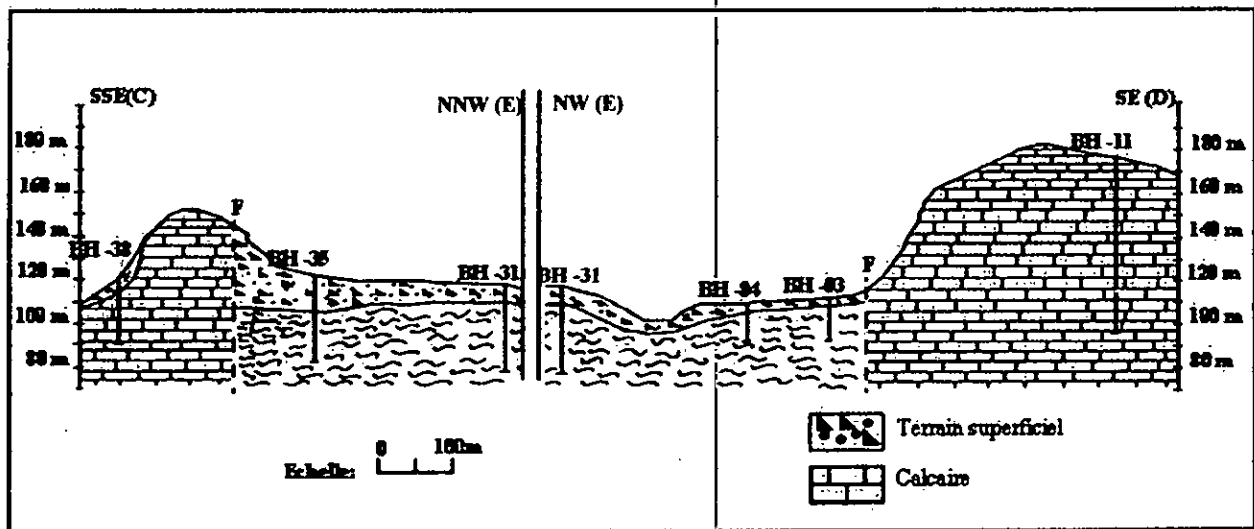


Figure : II.08 : Coupe géologique (CE-ED)

La coupe (CED) est faite en deux parties en deux directions différentes : CE et ED. La partie CE (SSE-NNW) est passée par les sondages 38, 35 et 31, et la partie ED (NW –SE) est passée par les sondages 31, 4, 3 et 11.

Deux failles mettent en contact direct les marnes du paléocène avec les calcaires de l'Eocène.

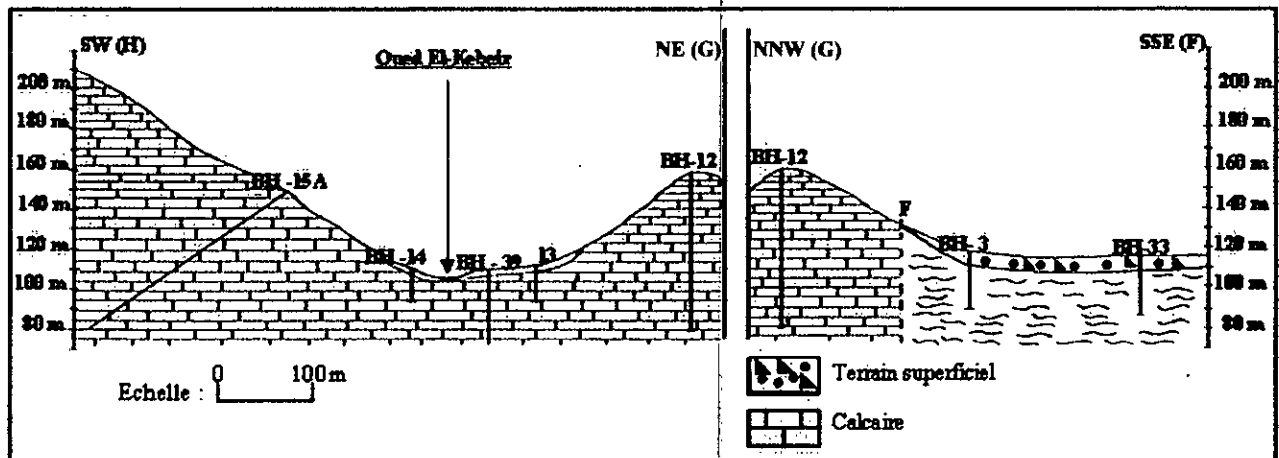


Figure II.09 : Coupe géologique (HG-GF)

On a fait la coupe de la figure (II.09) est fait en deux parties où la partie HG (SW-NE) est parallèle à l'axe du barrage et passe par les sondages : 15A, 14, 39, 13 et 12, où les calcaires forment l'assise du barrage.

La deuxième partie GF (NNW-SSE) passe par les sondages : 12, 3 et 33, où apparaît une faille mettant en contact anormal les marnes du Paléocène avec les calcaires de l'Eocène.

➤ **Conclusion :**

L'étude des coupes sondeurs nous permet de conclure que l'assise du barrage de Beni Haroun est constituée exclusivement par les calcaires de l'Eocène

II.5. L'aspect tectonique du site :

Le site de Beni Haroun est caractérisé par deux styles de tectonique : Cassant et souple

II.5.1. La tectonique cassante :

Elle est caractérisée par de grands accidents tectoniques d'ampleur régionale, animés par des déplacements verticaux (faille) et des déplacements horizontaux (décrochements).

Ces accidents tectoniques sont responsables de la configuration structurale actuelle de la région du site du barrage. Elles sont dominées par quatre grandes familles de direction : Nord-Sud, Est - Ouest, Nord Est-Sud Ouest et Nord Ouest-Sud Est.

Cette tectonique cassante est bien visible dans les formations de l'Eocène (les calcaires et les marnes) au niveau d'Oued Dib.

La tectonique cassante est matérialisée par une série d'accident de direction Est-Ouest, en particulier, l'accident qui emprunte Oued Dib qui marque la limite septentrionale du bassin néogène de Constantine et la région du site du barrage.

Au niveau de l'assiette du barrage de Beni Haroun, l'étude du système de fracturation laisse apparaître que la région a été soumise à une tectonique cassante, qui est marqué par un réseau de fracturation dominé par trois directions principales (Mérabet .S, 2000) :

1. Les failles (NE-SW) qui présentent surtout des décrochements senestres.
2. Les failles N-S
3. Les failles E-W parallèles à Oued Dib et à la digue du barrage.

L'ensemble de ces failles possède un jeu vertical mettent en contact anormal les calcaires du sommet avec les marnes de la base, et un jeu latéral cisailant matérialisé par des stries et des traces de décrochement (Mérabet, 2001).

La faille d'Oued Dib est d'une ampleur régionale, elle a dû jouer durant le Paléocène terminal et probablement au début du quaternaire, avec nombreuses petites failles satellites, essentiellement inverse de direction N 45° à 85 E (H. Amireche 2001).

Une étude des linéaments à partir des photos aériennes donne les quatre directions des accidents affectant la région : Est-Ouest, Nord Est-Sud Ouest et Nord Ouest-Sud Est. Ces accidents sont intersectés dans différents endroits qui peuvent être considérés comme des indicateurs d'éventuelles sources hydrographiques (exemple : source Anouch Ali).

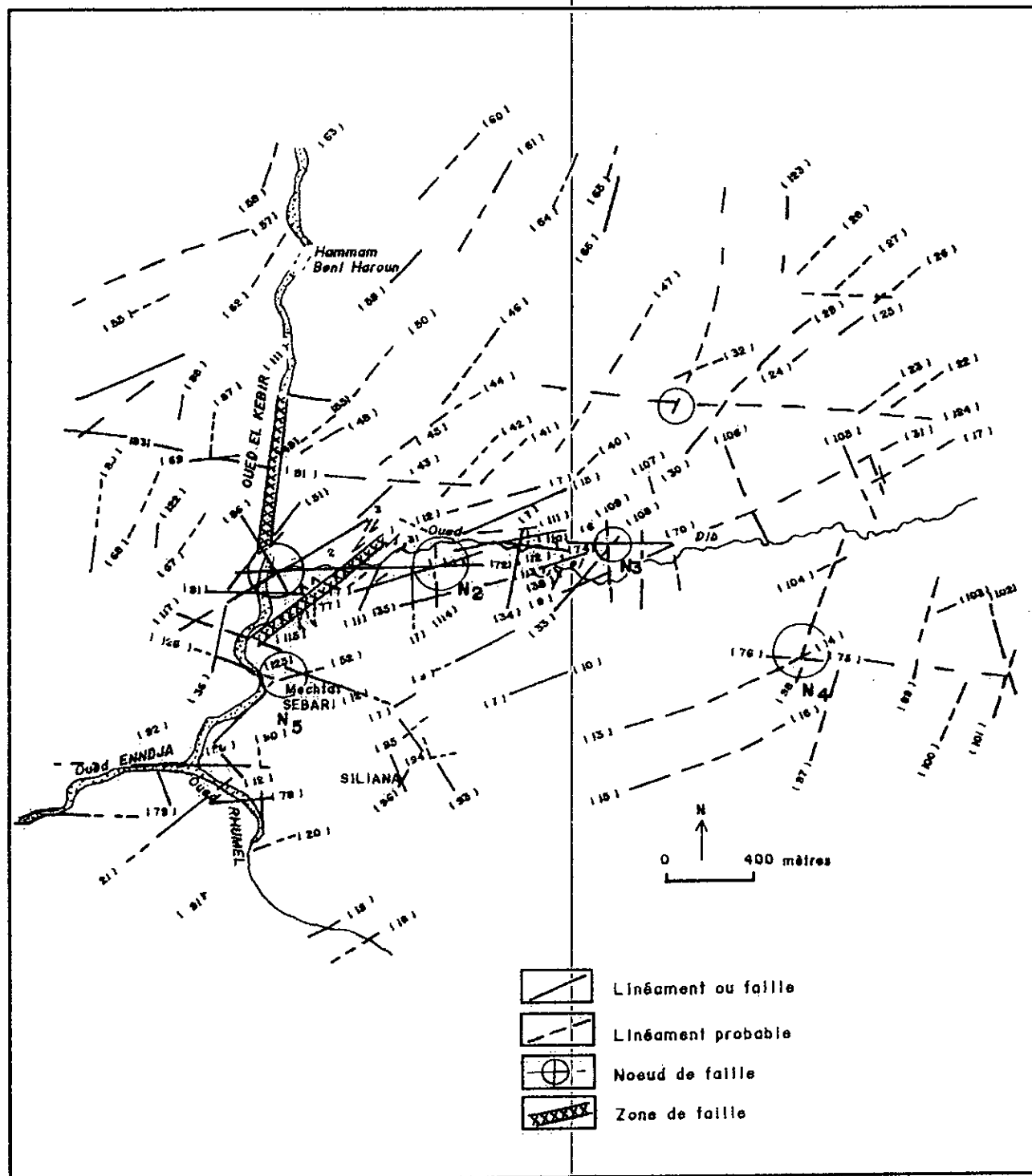


Figure II.10 : Carte de déchiffrement par linéament sur les photos aériennes (Chriet, 2002)

II.5.2. La tectonique souple :

La tectonique souple est matérialisée par des plissements affectant les formations tendres, généralement de direction Est-Ouest.

II.6. La sismicité :

D'après les observations et les enregistrements disponibles mis à jour en décembre 1997(rapport A.N.B, 1998), le site du barrage de Beni Haroun est situe entre deux régions :

- Zone de Constantine
- Zone des Babors

Ces deux zones sont marquées par une sismicité importante.

II.6.1. La sismicité régionale:

La région de Beni Haroun est située dans une région sismique classée avec une intensité de VI à VII. Elle est bordée au Nord-Ouest et Sud-Est de deux zones : Constantine, Babors qui ont un séisme actif et important d'intensité possible supérieur à VIII (rapport A.N.B 1998).

Parmi les épicentres localisés autour du site du barrage dans un rayon de 30 km pour les séismes les plus importants sont :

Le 23/8/78	Le 20/12/83	Le 27/10/85
- Magnitude non déterminée (probablement inférieur à 3,5°) - Distance au site 16 km. - Zone du chevauchement de Sidi Merouan	- Magnitude 4.6°. - Distance au site : 27 km. - Proche d'une limite de nappe de charriage (Massif du Sidi Driss).	- Le séisme le plus important est de rayon de 50 km autour de site - Magnitude : 5,9° dont l'épicentre est situe au N-E de Constantine à environ de 40 km de site de Beni Haroun

Tableau II.01 : Les épicentres localisés autour du site du barrage de Beni Haroun dans un rayon de 30 km (rapport A.N.B, 1998).

II.6.2. Fréquence des séismes :

D'après une étude statistique réalisée pour l'ensemble de l'Algérie par l'université de Stamford, le site de Beni Haroun est situe à la limite des deux zones, la première correspond à un séisme de 0,2 g tous les 500 ans, pour laquelle une accélération de 0.25g est conseillée et la deuxième zone correspond à un séisme de 0.1g tous les 500 ans, pour laquelle une accélération de 0.12 g est conseillée.

II.6.3. Séisme de référence pour le site de Beni Haroun :

II.6.3.1. Approche d'Harza et Promon :

D'après le rapport d'Harza, le séisme le plus proche du site est le séisme de Constantine en Août 1908 de magnitude estimée à 5.2 avec l'intensité VII MM, il est le séisme le plus représentatif pour le projet de Beni Haroun à une distance épicerentre du site de 29 km d'après Promon.

Le séisme maximum recommandé par Harza pour l'établissement des valeurs d'accélération sous le barrage, est estimé comme étant un séisme de magnitude de $M = 6.5$ sur l'échelle de Richter, située à une distance focale de 30 km du site du barrage de Beni Haroun.

Promon détermine les valeurs de SMP (Séisme maximum du projet) et de SEP (Séisme d'exploitation du projet) à partir d'une étude statistique, réalisée à partir des données de séismes disponibles dans un rayon d'influence d'ordre 210 km.

	Séisme maximum du projet (SMP) 0.3g	Séisme d'exploitation du projet (SEP) 0.19
durée de vie	100 ans	100 ans
probabilité de déplacement	1%	7%

Tableau II.02 : Les valeurs de (SMP) et (SEP) (rapport A.N.B, 1998).

II.6.3.2. Approche de TRACTEBEL :

Les séismes dans la région de Beni Haroun peuvent être regroupés en trois zones sismotectoniques :

- 1) Le massif de Petite Kabylie.
- 2) Le plateau de Constantine peut être associé à un séisme de magnitude maximale de 5.2^0 , déterminée à partir des données historiques.
- 3) Les failles de charriage de type du chevauchement de Sidi Driss peuvent être associées à un séisme de magnitude maximale de 4.6^0 . Ce séisme peut avoir son épicerentre à 1 km du site.

D'après Ambraseys et Bommer (1991), ces séismes peuvent générer au niveau de site les accélérations suivantes :

- 1/ $M = 5,9$ à 20 k avec $a_h = 0.1$ g et $a_v = 0.05$ g
- 2/ $M = 4.6$ à 1 k avec $a_h = 0.17$ g et $a_v = 0.08$ g.

Les séismes de dimensionnement du barrage sont :

- 1) Séisme normal : $a_h = 0.17$ g et $a_v = 0.08$ g
- 2) Séisme maximal : $a_h = 0.30$ g et $a_v = 0.15$ g

II.6.4. Séismicité induite par la retenue (SIR) :

Les dimensions, l'importance de l'aménagement du barrage de Beni Haroun et du volume de sa retenue justifient la nécessité d'estimer la valeur du séisme induit par le remplissage de la retenue.

Harza et Promon ont fait une étude statistique très complexe (Parker et Al 1980). Ils ont identifié 29 cas de séisme induits par la retenue sur un total de 234 barrages ayant des profondeurs supérieurs à 92 m et des volumes supérieurs à 10 000 Hm³. La probabilité applicable et prévue actuellement au barrage de Beni Haroun est 12%.

II.7. Conclusion :

Le site de Beni Haroun est situé dans le domaine externe où il est caractérisé par les formations telliennes, dont leurs dépôts datent du tertiaire.

Il est occupé essentiellement par les marnes du Paléocène et les calcaires de l'Eocène sur lesquels le barrage est implanté, et sa retenue est entendue sur les marnes.

Les calcaires sont fracturés par une tectonique importante affecte toute la région de Beni Haroun.

Chapitre III :

*Description géotechnique
de la masse rocheuse*

III.1. Introduction :

Il est nécessaire que la normalisation doit être réalisée dans la description et l'évaluation de la masse rocheuse pour faciliter la communication des faits entre les parties intéressés. Il est nécessaire que tout système établi doive trouver une grande acceptation.

L'étude des masses rocheuses est subdivisée en deux parties :

- Une étude de la roche intacte
- Une étude des masses rocheuses discontinues.

III.2. La description du matériau rocheux :

Le matériau rocheux peut être considéré comme un solide continu ou poly-cristallin, consisté d'agrégats naturels de minéraux. Les propriétés des matériaux rocheux dépendent sur les propriétés physiques et mécaniques de leurs constituants (Deere & Miller, 1966).

Les paramètres utilisés dans la description du matériel rocheux sont : la couleur, la taille des grains, la texture, la densité, la porosité, la dureté, l'altération, la durabilité, la lithologie, la minéralogie, la résistance, la perméabilité, la vitesse séismique, le module d'élasticité, (Anon, 1977).

On remarque que le matériel rocheux peut être décrit selon deux approches :

- Une approche géologique : où la roche est classé selon son contenu minéralogique ; la texture, structure ...etc. Cette description doit tenir en compte les changements poste génétiques tel que l'altération
- Une approche géotechnique : où la description tient en compte presque uniquement les propriétés physiques et mécanique de la roche.

Bien qu'il soit reconnu que les masses rocheuses sont souvent décrites pour des objectifs d'ingénieries, Dearman (1974) a essayé de satisfaire cette condition par la production d'une classification du matériel rocheux pour fournir un minimum d'information de base sans l'utilisation des descriptions pétrographiques détaillées.

La Société Géologique (1977) recommande une description complète selon le model suivant (Figure III.01) :

Groupe 1	Le type de la roche La couleur La taille du grain La texture et la structure La désagrégation L'altération La résistance	Indices descriptifs
Groupe 2	La dureté La durabilité La porosité La densité La résistance La vitesse de son	Indices qui peuvent être déterminés par les essais de classification exigeant peu ou pas de préparation d'échantillon
Groupe 3	Le module de Young d'élasticité Le coefficient de Poisson La perméabilité primaire	Indices pour la conception normalement déterminée seulement par l'essai complexe ou l'exigence de la préparation extensive de l'échantillon, ou les deux

Figure III.01 : Les indices fournis pour une description complète du matériel de rocheux Pour l'ingénierie (Anon, 1977).

Les propriétés du premier groupe (01) sont purement descriptives, pour le deuxième groupe (02), les propriétés peuvent être déterminées par des essais simples et semi - quantitatifs. Le troisième groupe (03), les propriétés exigent des essais plus ou moins sophistiqués, et les propriétés déterminées sont considérées intrinsèques (Anon, 1977).

III.3. La description de la masse rocheuse :

Le terme masse rocheuse est défini comme le matériel de la roche en même temps que la structure tridimensionnelle des discontinuités, voir figure (III.02) (Edelbro, 2003).

La masse rocheuse peut être considérée comme un matériau rocheux rendu discontinu par les plans de faiblesse (fissures, failles...etc) (voir figure III.02). Les paramètres de description de la masse rocheuse sont liés à la nature et la structure de la roche : litage, stratification, discontinuités, la résistance, le module de déformation, la perméabilité (ou conductivité hydraulique) et la vitesse sismique (Anon, 1977).

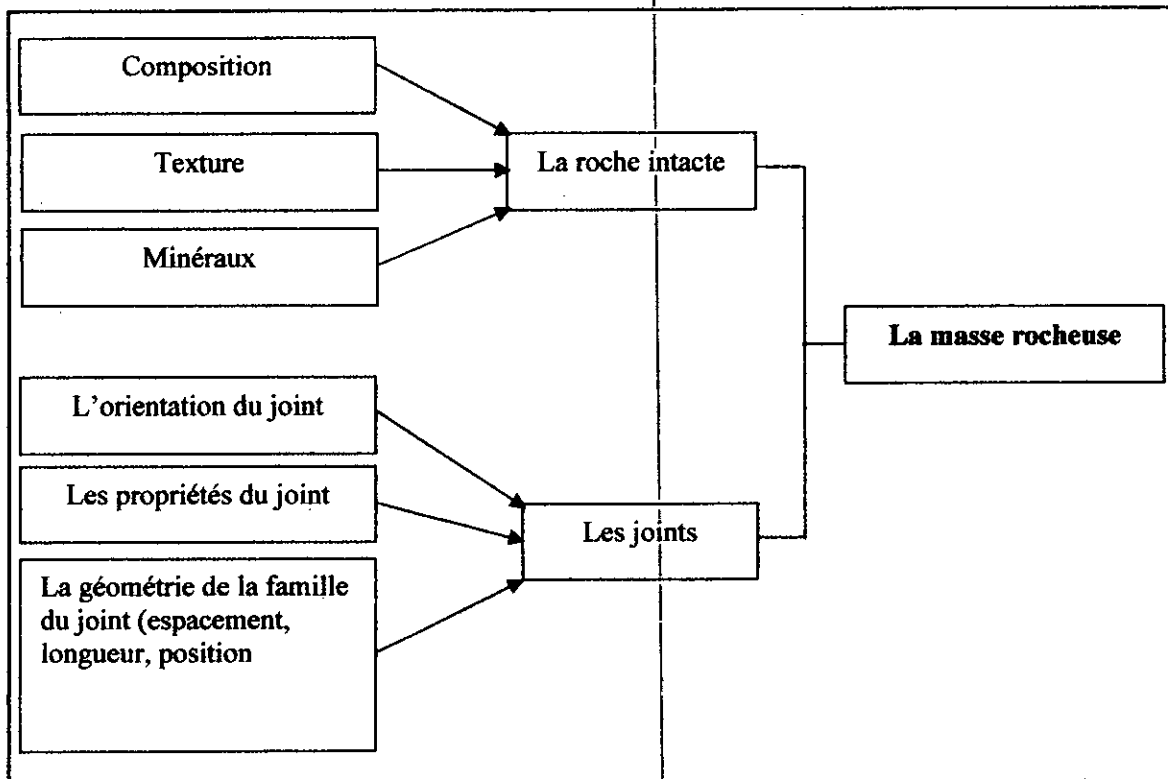


Figure III.02 : Illustration de la masse rocheuse (Edelbro, 2003)

En plus de la description pétrographique où la roche est désignée par un nom pétrographique (ex : calcaire, basalt, granite... etc), il faut être pris une étude structurale où l'étude qui vise à caractériser les discontinuités.

III.3.1. Les discontinuités :

Une discontinuité est considérée comme étant un plan de non cohésion à travers la roche. Sur le plan de la discontinuité, la résistance à la traction est généralement faible ou nulle. Ainsi une discontinuité n'est pas nécessairement un plan de séparation (Anon, 1977).

Alternativement, 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 le matériel de roche intacte. On signale qu'au mécanique des roches le terme joint est utilisé pour tous types de faiblesse structurale (Edelbro, 2003).

III. 3.1.1. Les propriétés géométriques des discontinuités :

Les principales caractéristiques géométriques des discontinuités sont : direction, plongement, nombre de familles, persistance, espacement, remplissage, ouverture...etc. (Figure III.03).

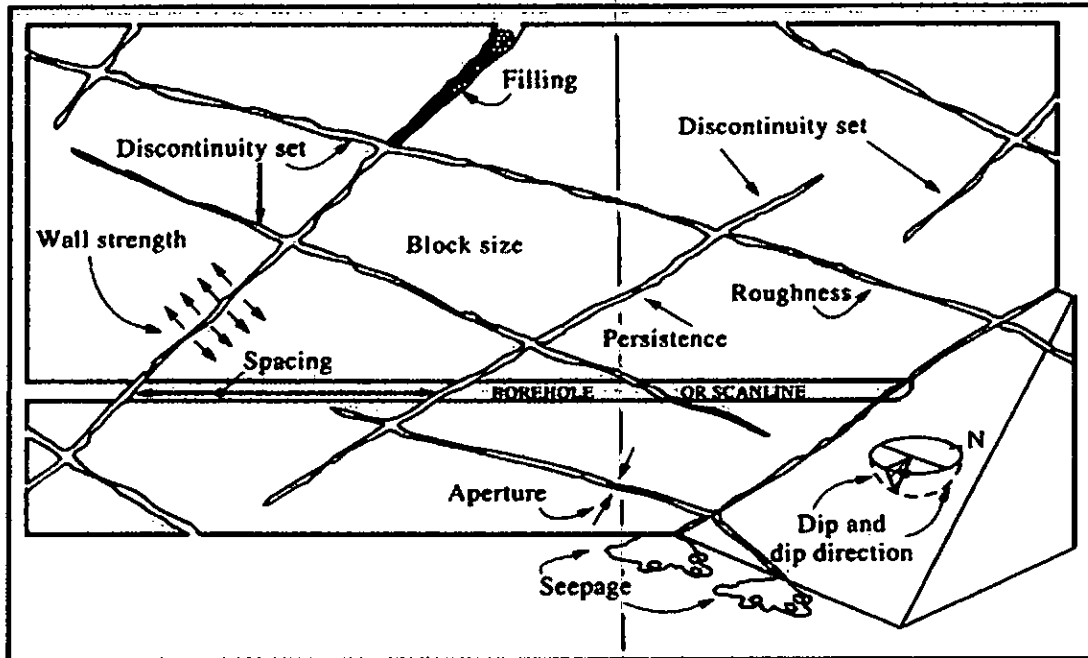


Figure III.03 : Les propriétés géométriques primaires dans la roche (Hudson, 1989)

Selon (Anon, 1977) les discontinuités sont caractérisées comme le suivant :

III.3.1.1.1. Le type des discontinuités :

Les discontinuités peuvent avoir une large variété d'origines et de formes. Les types majeurs de la discontinuité sont : les failles, les joints, les fissures, les clivages, la schistosité, les plans de cisaillement, les fentes de tension, la foliation, les plans de stratification et les veines. Goodman et Duncan (1971) insiste sur l'importance de différencier entre les divers types des discontinuités.

III.3.1.1.2. Le nombre des familles de la discontinuité :

La présence de discontinuités dans la masse rocheuse change considérablement ses propriétés. Elles réduisent sa résistance, augmentent sa déformabilité, et sa perméabilité. Le degré de leur influence ne dépend pas seulement sur la direction mais aussi du nombre de discontinuité, nombre de famille et espacement des discontinuités.

Les orientations discrètes des discontinuités peuvent être reconnues visuellement sur le terrain, ou alternativement une fois tracées sur un stéréogramme. On signale que le nombre des familles de joints influence sur la taille des blocs de la masse rocheuse

III.3.1.1.3. La localisation et l'orientation des discontinuités :

Pour bien localiser les discontinuités, il est préférable de les reportées visuellement sur une carte. L'orientation de chaque surface de discontinuité devrait être exprimée en les termes du plongement et la direction.

L'étude structurale des discontinuités s'effectue à l'aide de la projection stéréographique, voir figure (III.04). Elle consiste à une représentation sur canevas, de l'orientation des discontinuités (direction et pendage). Cette représentation constitue une phase essentielle de la description des masses rocheuses. Elle permet de définir toutes les familles de discontinuités rencontrées (Durville et Héraud, 1995).

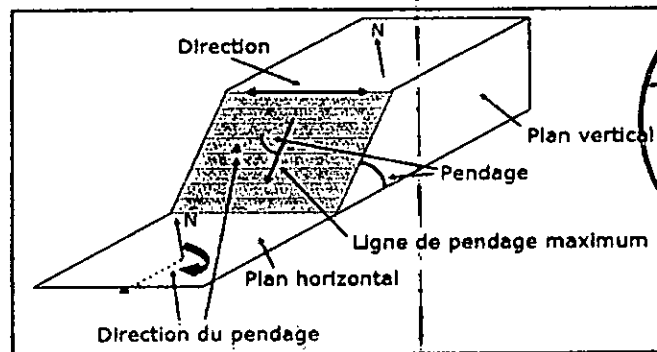


Figure III.04 : Définition les propriétés géométriques du joint (Zhao Jian, 2007).

La projection stéréographique simplifie les solutions graphiques aux problèmes impliquant les orientations relatives des lignes et des plans dans l'espace. Dans le contexte de la mécanique des roches, la projection stéréographique est appelée pour l'analyse de la stabilité des excavations, ainsi que pour l'exploration et la caractérisation des discontinuités dans les roches (Goodman, 1989).

Les discontinuités repérées sur le terrain sont souvent regroupées en familles ; on définit pour chacune une direction du plan moyen. Pour l'étude statistique des directions, on utilise la représentation polaire des plans, dans une projection qui conserve les aires (figure III.05.a). Sur la figure (III.05.b), on a représenté par projection stéréographique les plans moyens des trois familles majeures identifiées sur la figure (III.05.a), ainsi que le plan d'un talus (direction N-S) : l'analyse des intersections

de ces plans entre eux permet de mettre en évidence la possibilité d'instabilité d'un dièdre limité par les plans (1) et (3) (Durville et Héraud, 1995).

Le report des relevés de terrain peut être fait manuellement, à l'aide du canevas de Wulff gradué de 2 en 2 degrés, ou automatiquement avec des logiciels appropriés tels que le STEROWIN ou le STERONET.

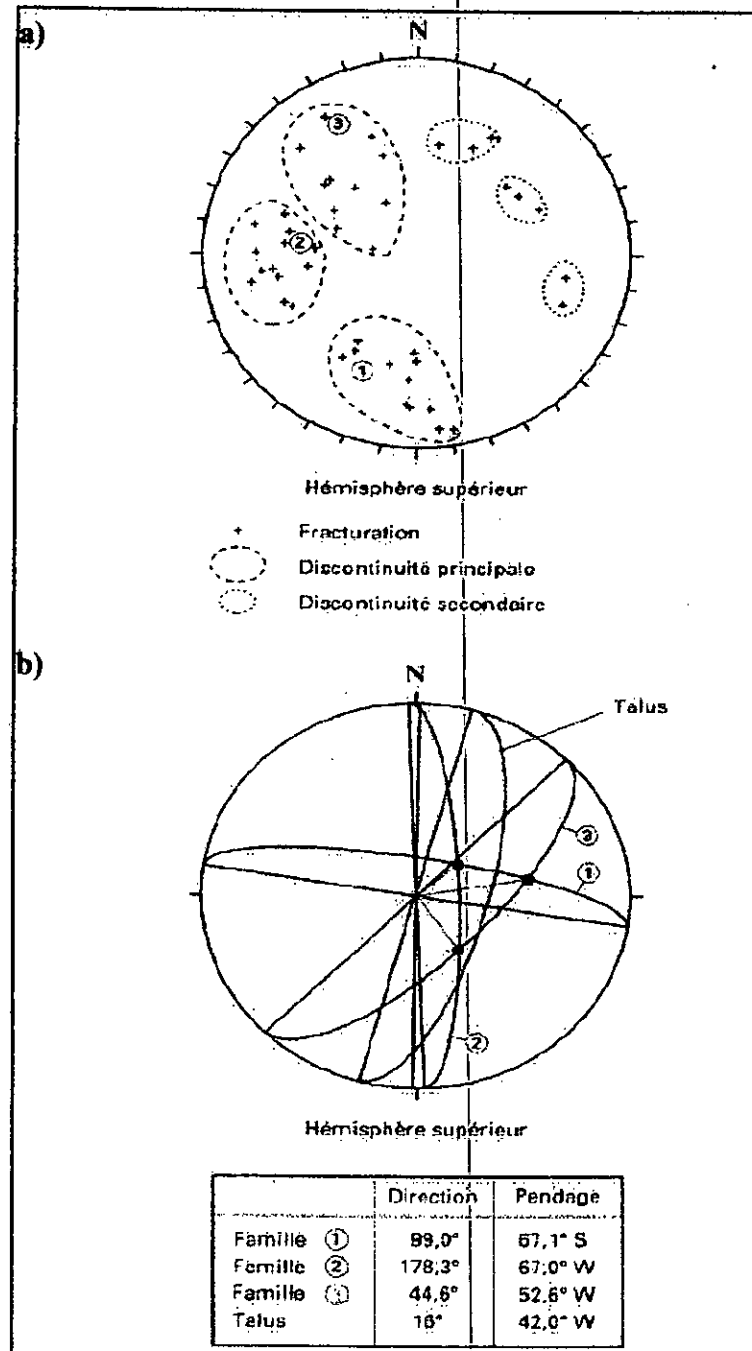


Figure III.05 : Exemple de relevé structural (Durville et Héraud, 1995).

- a) Représentation polaire des plans repérés (trois (03) familles principales)
- b) Représentation cyclographique des plans moyens des trois (03) familles ainsi que du plan d'un talus

III.3.1.1.4. L'espacement des discontinuités :

L'espacement entre les discontinuités adjacentes est déterminé par le compte du nombre des discontinuités qui coupe une ligne transversale de longueur donnée (ligne de balayage). L'espacement est la moyenne rythmique des espacements mesurés, exprimé en mètre ou millimètre. Les mesures devraient être réalisées idéalement le long de trois axes mutuellement perpendiculaires.

Bien que la forme et la taille des blocs du matériau rocheux sont formées par les discontinuités. Elles peuvent être définies par les orientations et les espacements des discontinuités. L'espacement relatif des discontinuités influence directement sur la forme des blocs qui en résultent :

- **En blocs (blocky) :** approximativement équidimensionnel.
- **Tabulaire :** une dimension considérablement plus courte que les deux autres.
- **En colonnes (columnar) :** une dimension considérablement plus large que les deux autres.

Il peut être utile d'énoncer le rapport des dimensions orthogonales (e.g. 1 vertical : 2 Nord : 6 Est. La taille du bloc peut être décrite par les termes du tableau (III.01).

Terme	La taille du bloc	Les espacements des discontinuités équivalent dans de la roche en blocs (blocky)
Très grande	> 8 m ³	Extrêmement large
Grande	0.2 - 8 m ³	Très large
Moyen	0.008 - 0.2 m ³	Large
Petite	0.0002 - 0.008 m ³	Modérément large
Très petite	< 0.0002 m ³	Moins qu' Modérément large

Tableau III.01 : La taille du bloc (Anon, 1977)

III.3.1.1.5. L'ouverture des discontinuités :

Dans un joint naturel, il est très rare que les deux surfaces soient complètement en contact. Il existe normalement une ouverture ou un espace entre les deux surfaces, la distance perpendiculaire séparant les parois adjacentes des roches est appelé 'ouverture.

Le degré auquel une discontinuité est ouverte, ou auquel les épontes de la discontinuité sont séparées et probablement plus tard remplies, est de grande importance (Piteau 1970, Bieniawski 1973).

Les intervalles des ouvertures de discontinuités et leurs descriptions qualitatives sont donnés par le tableau (III.02)

Terme	Ouverture (discontinuités) Epaisseur (veines, failles)
Large	> 200 mm
Modéreraient large	60 – 200 mm
modéreraient étroite	20 – 60 mm
Etroite	6 – 20 mm
Très étroite	2 – 6 mm
Extrêmement étroite	0 – 2mm
Fermée	Zéro

Figure III.02 : L'ouverture des surfaces de la discontinuité (Anon, 1977).

III.3.1.1.6. Le matériau de remplissage:

Le matériau de remplissage d'une discontinuité peut être la poudre rocheuse, argile, sels, calcite, une brèche rocheuse dans le cas des failles. La résistance au glissement le long d'une discontinuité est fonction du degré de séparation, de l'épaisseur et la nature de remplissage, ainsi que les caractéristiques des épontes. Par exemple, si le remplissage est suffisamment épais, les épontes de la discontinuité ne se touchent pas et sa résistance sera celle du matériel de remplissage.

III.3.1.1.7. La persistance ou l'ampleur :

La persistance est l'extension longitudinale d'une discontinuité, elle peut être directement mesurée en observant les longueurs des traces des discontinuités sur les affleurements (Tableau III.03) :

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

Tableau III.03 Description de la persistance (ISRM, 1981)

La persistance est l'un des facteurs les plus importants dans la description de la discontinuité, il est aussi difficile à quantifier. Souvent, en particulier dans le cas des joints majeurs, les plans sont continus au-delà des limites de l'affleurement de roche. Il peut être impossible d'évaluer leur persistance réelle (Anon, 1977).

La persistance des familles des joints contrôle les glissements de grande échelle, rupture de pente, fondation de barrage et excavation de tunnel.

III.3.1.1.8. La nature des surfaces :

La nature d'une surface de discontinuité a trois aspects à savoir : l'ondulation, la rugosité, et les conditions des épontes. L'ondulation et la rugosité diffèrent l'un de l'autre dans l'échelle et leurs effets sur la résistance au cisaillement de la discontinuité (Piteau, 1970).

La nature des épontes influe sur la résistance au cisaillement. La résistance au cisaillement le long d'une discontinuité diminue avec l'altération des épontes.

III.3.1.1.9. Les informations additionnelles :

Ces informations additionnelles concernent les facteurs qui peuvent avoir un effet sur les propriétés de la roche masse.

III.3.1.2. Les techniques utilisées dans l'étude des discontinuités :

Pour toute masse rocheuse, il est nécessaire d'effectuer des études sur les discontinuités pour obtenir des informations suffisamment représentatives. Il y a trois techniques principales dans l'étude des discontinuités qui peuvent être utilisées.

III.3.1.2.1. Les mesures directes :

Avant toute étude de la discontinuité, on doit consulter la carte géologique pour déterminer le type de la roche, tracer les structures géologiques principales telles que les failles, les dykes, les contacts géologiques et les discontinuités principales dans la masse rocheuse (Anon, 1977).

La mesure directe sur le terrain est la méthode la plus utilisée pour collecter les données sur les discontinuités. Il y a deux niveaux de base lesquelles une étude peut être effectuée dépendant sur la quantité de détail qu'il faut:

- 1) Une étude subjective dans laquelle seule les structures qui apparaissent importantes sont mesurées et notées.
- 2) Une étude objective dans laquelle toutes lignes ou surfaces fixées par l'intersection des structures à la surface de la roche masse sont mesurées et notées.

Tout système de mesure de discontinuités, compte 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. Cependant avec cette technique, il y a toujours le risque de rater une ou plusieurs familles qui peuvent être importantes. Le risque est considérablement réduit lorsque les techniques sont utilisées sur un affleurement de surface limitée ou le long d'une ligne de longueur limitée (Anon, 1977).

Piteau (1970), Roberston (1970) et Broadbent & Ripper (1970) préfèrent la méthode de linge de balayage (scanline) qui consiste à allonger une bande de mesure le long de la face exposée et 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.

III.3.1.2.2. Les mesures à partir des sondages (drillholes) :

Une quantité limitée d'information sur la géométrie et les caractéristiques des discontinuités peuvent être obtenues à partir des carottes des sondages, dans les parties inaccessibles de la masse rocheuse. La limite principale de cette méthode se résume dans le fait que les informations obtenues dépendent de la qualité de la carotte récupérée. Il est également impossible d'estimer certains paramètres tels que : la persistance, l'ouverture (Anon, 1977).

III.3.1.2.3. Les méthodes de la surface photographique :

Une grande quantité d'information en relation avec la distribution de la discontinuité, l'espacement, la persistance, la planéité, et les zones d'influence peuvent être obtenus à partir de la photographie d'un affleurement de la masse rocheuse. La photographie peut montrer la relation entre plusieurs familles des discontinuités ainsi que leurs influence sur la structure de la masse rocheuse.

III.3.1.2.4. Comparaison des méthodes de l'étude de la discontinuité:

Les diverses méthodes d'étude de discontinuités varient dans la qualité et le type des informations. Les divers types d'étude sont montrés dans le tableau (III.04).

Type de l'information	Mesure directe	Photographie de la surface	Carotte de Sondage orienté	Camera de sondage	Les méthodes acoustiques
Location	Bon	Bon	Bon	Bon	Moyenne
Type de la discontinuité	Bon	Moyenne	Bon	Bon	Mauvaise
Description du matériel de la roche	Bon	Mauvaise	Bon	Mauvaise	Aucun
Orientation : pendage	Bon	Moyenne	Moyenne	Moyenne	Mauvaise
Orientation : direction du pendage	Bon	Bon	Moyenne	Moyenne	Mauvaise
Fréquence	Bon	Bon	Moyenne	Moyenne	Mauvaise
Persistance	Bon	Bon	Mauvaise	Mauvaise	Mauvaise
Aperture (ouverture)	Bon	Mauvaise	Moyenne /Mauvaise	Moyenne	Moyenne
Gouge : nature	Bon	Mauvaise	Moyenne	Mauvaise	Aucun
L'épaisseur de gouge	bon	Mauvaise	Moyenne	Moyenne	Moyenne
Les aspérités de surface : Ondulation	Bon	Moyenne	Mauvaise	Mauvaise	Mauvaise
Les aspérités de surface : Rugosité	Bon	Moyenne	Moyenne	Mauvaise	Aucun

Tableau III.04 : La qualité d'information de différents types de l'étude de la discontinuité (Anon, 1977).

Classement :

Bon : caractéristique mesurable.

Moyenne : caractéristiques pas facilement mesurable et souvent avec mauvaise reproductibilité.

Mauvaise : caractéristiques difficiles à mesurer

Aucun : impossible d'identifier les caractéristiques.

Ce tableau montre de façon évidente que les mesures directes donneront de meilleures informations en comparaison des autres méthodes. Il est fortement recommandé que chaque étude des discontinuités doit inclure au moins quelques mesures directes complétée probablement par des mesures indirectes effectuées par d'autres techniques (Anon, 1977).

III.3.1.3. Techniques de mesure sur les scanlines :

Généralement il existe deux techniques de prélèvement sur un scanline (ligne de balayage) :

- Scanline (linaire; 1D)
- Scanplane (fenêtre; 2D)

Ces deux techniques sont les plus répandues pour la mesure de la fracturation sur les affleurements de la masse rocheuse pour n'importe quel projet impliquant la roche fracturée (Priest, 1993).

III.3.1.3.1. Prélèvement sur le scanline :

Un scanline est une longue ligne telle qu'une corde ou une bande graduée de direction donnée. Les discontinuités qui recoupent cette ligne sont comptabilisées; les distances entre elles sont déterminées. De préférence les mesures de discontinuités doivent être effectuées selon trois scanlines orthogonaux (Priest, 1993).

Les mesures le long du scanline fournissent :

- La position de la fracture le long de la longueur (L) du scanline; par conséquent l'espacement et la fréquence (N/L)
- L'angle entre la ligne du scanline et la trace ou le plan de la fracture (l'orientation si le scanline est orienté).

La surface de la roche masse doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Etre presque plane.
- N'être pas couvert par les produits d'altération et la végétation.
- Expose des fractures assez représentatives au moins avec une extrémité exposée

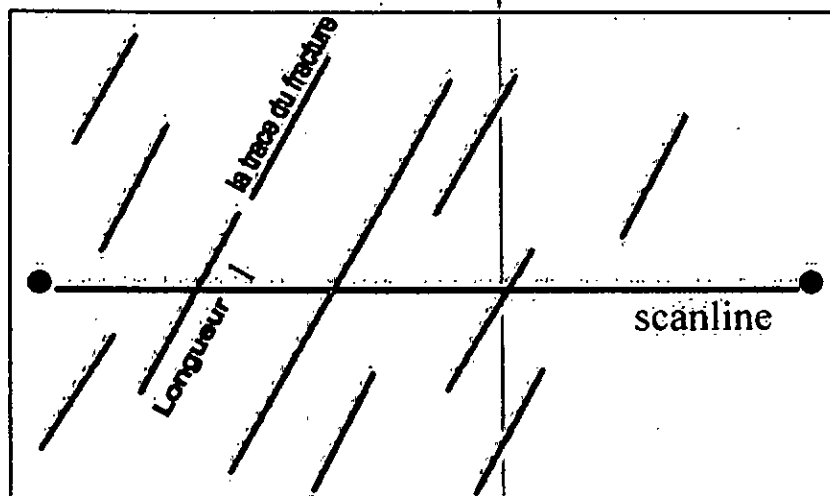


Figure III.06 : L'intersection du scanline avec une famille des fractures.

III.3.1.3.2. L'orientation des scanlines:

Lorsque plusieurs familles de fracture sont présentes, un des scanlines est orientée perpendiculairement à une des familles dominantes, les autres scanlines sont orientés perpendiculairement au premier (Priest, 1993).

Lorsque les masses rocheuses sont coupées par plusieurs faces structurales et d'érosion (faces de falaise, plan des joints...etc.), le quatrième et le cinquième scanlines

devraient être installés perpendiculairement et parallèlement aux couches pour assurer un prélèvement plus complet de la distribution tridimensionnelle (volumétrique) des fractures. Les directions et les plongements des scanlines sont enregistrés avec les données des discontinuités (Priest, 1993).

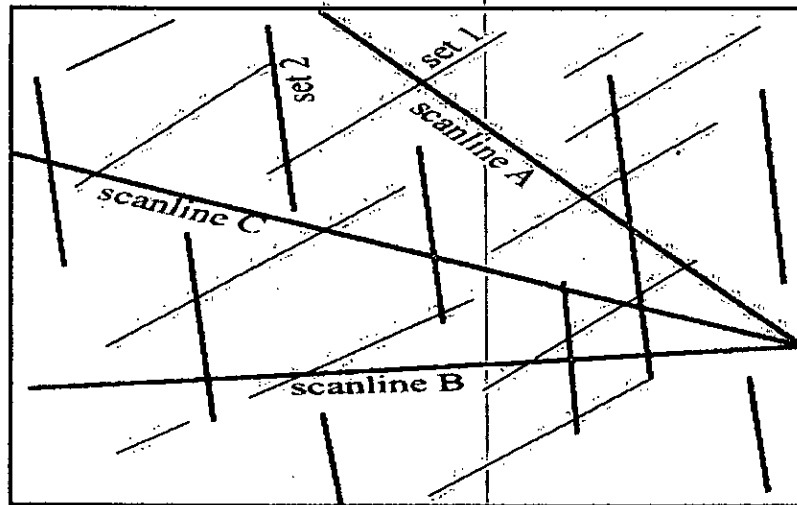


Figure III.07 : Les techniques du prélèvement des scanlines selon la distribution des fractures (Priest, 1993).

III.3.1.3.3. La fréquence des fractures (densité) :

L'intensité ou la densité de fracture (la fréquence linéaire) est définie par le nombre moyen d'intersections de fracture par l'unité de longueur (carotte du sondage ou scanline) (Priest, 1993).

Selon Priest (1993), les corrections des mesures du scanline pour calculer la fréquence (λ) des fractures (fig.III.08) est comme suit :

Si le scanline est normal à l'azimut d'une famille des joint (c.-à-d. : $\delta = 0$), la fréquence est calculé par l'utilisation:

$$\lambda = n / L \quad [L-1] \quad (III.01)$$

Avec :

λ est la fréquence des joints

L est la longueur du scanline.

n est le nombre des joints le long du scanline.

Si le scanline est à un angle aigu (δ) à la normale d'une famille de fracture, la fréquence observée (λ_s) est calculée à partir de la fréquence normale (λ) par :

$$\lambda_s = (n / L) \cos (\delta) = \lambda \cos (\delta) \quad (\lambda > 0^\circ) \quad (III.02)$$

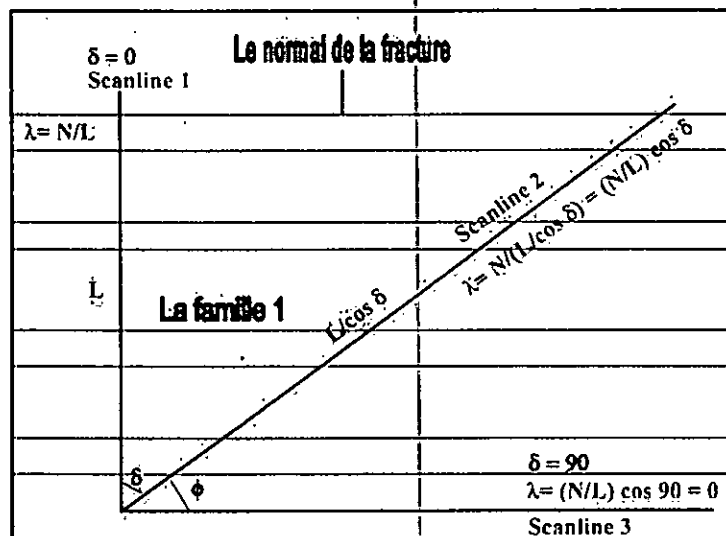


Figure III.08: Les corrections de mesure de scanline (Priest, 1993)

On doit s'assurer que l'angle (δ) est aigu et que son ($\cos \delta$) est positif ; la fréquence totale (λ) le long d'un scanline de direction /plongement (α / β s) qui coupe (n) fractures de direction /plongement (α_{ni} / β_{ni}) est calculé comme suit:

$$\lambda = \sum \lambda_i \cos \delta \quad (-90^\circ \leq \delta \leq 90^\circ) \quad \text{(III.03)}$$

Si ($\delta > 90^\circ$), l'orientation est renversée, le normale à la famille (α'_{ni} / β'_{ni}) devrait être utilisée

Si ($\alpha_{ni} < 180^\circ$) donc : $\alpha'_{ni} = \alpha_{ni} + 180$

Si ($\alpha_{ni} < 180^\circ$) donc : $\alpha'_{ni} = \alpha_{ni} - 180,$ $\beta'_{ni} = -\beta_{ni}$

Dans ce cas-ci, l'angle obtus (δ') est calculé et utilisé au lieu de (δ) tel que :

$$\delta' + \delta = 180$$

III.3.2. 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 formées.

Les termes descriptifs de l'altération sont généralisés pour une échelle de grades de la masse rocheuse. Ils sont généraux et peuvent être modifiés pour convenir aux situations particulières. Il faut noter que tous les grades d'altérations ne peuvent pas être vus dans une masse rocheuse donnée et que dans le même cas un grade particulier peut être présenté pour une extension relativement petite.

La distribution des divers grades d'altération dans la masse rocheuse peut être reliée à la porosité du matériel et la présence des discontinuités ouvertes de tous types. Elle peut être enregistrée dans les notations des carottes de sondage.

Les termes descriptifs de divers grades d'altération de la masse rocheuse sont donnés dans le tableau (III.05) (Anon, 1977) :

Terme	Description	Grade
Fraîche	Signe de l'altération du matériel rocheux non visible.	IA
Faiblement altérée	La décoloration sur les surfaces majeures de la discontinuité.	IB
Légèrement altérée	Décoloration indique l'altération du matériel rocheux 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 ou comme corestones.	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 ou comme corestones.	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

Tableau III.05 : Les grades d'altération (Anon, 1977).

III.3.3. La vitesse sismique:

La vitesse sismique est fonction de plusieurs paramètres de la roche incluant la densité, la porosité, la composition minéralogique, la cimentation et le degré de la fracturation (Anon, 1977).

La mesure de la vitesse des ondes sismique dans une éprouvette de roche est relativement simple. On mesure le temps de parcours d'une onde ultrasonique générée par un émetteur d'un coté et un récepteur de l'autre de l'éprouvette de roche (cylindre, cube...). Le temps de transit est directement donné par l'unité de mesure (PUNDIT). La vitesse est alors :

$$V = L / t$$

(III.04)

L : la longueur

t : le temps

Les deux vitesses des ondes longitudinales (de compression) et transversales (de cisaillement) peuvent être déterminées (Goodman, 1989).

La vitesse sismique peut servir pour déterminer le degré de fissuration des éprouvettes de roche. Fourmaintraux (1976) proposé de calculer la vitesse théorique (V_1^*) de l'onde longitudinale que le spécimen aurait, s'il manquait des pores ou des fissures. Si la composition minérale est connue, (V_1^*) est calculée par :

$$\frac{1}{V_1^*} = \sum_i \frac{C_i}{V_{1,i}} \tag{III.05}$$

Où :

$V_{1,i}$: est la vitesse de l'onde longitudinale dans le $i^{\text{ème}}$ minéral (i) (tableau III.06)

C_i : la proportion en volume du $i^{\text{ème}}$ minéral dans la roche.

Minéral	V_1 (m/s)
Quartz	6050
Olivine	8400
Augite	7200
Amphibole	7200
Muscovite	5800
Orthoclase	5800
Plagioclase	6250
Calcite	6600
Dolomite	7500
Magnétite	7400
Gypse	5200
Epidote	7450
Pyrite	8000

Tableau III.06.a: Les vitesses des ondes longitudinales des minéraux (Goodman, 1989)

Après le calcul de (V_1^*), on mesure la vitesse réelle des ondes longitudinales dans le spécimen de la roche, l'indice de qualité est donné par :

$$IQ \% = (V_1 / V_1^*) \times 100 \% \tag{III.06}$$

Les valeurs typiques des vitesses des ondes longitudinales (V_1^*) pour quelques types de roches sont regroupés dans le tableau (III.06.b):

Roche	V_1^* (m/s)
Gabbro	7000
Basalte	6500 – 7000
Calcaire	6000 – 6500
Dolomite	6500 – 7000
Grès et quartzite	6000
Roches granitiques	5500 – 6000

Tableau III.06.b : Des valeurs typiques du (V_1^*) pour les roches (Fourmaintraux, 1976).

La représentation graphique de IQ en fonction la porosité dans l'abaque de Fourmaintraux, nous donne le degré de fissuration (figure III.09)

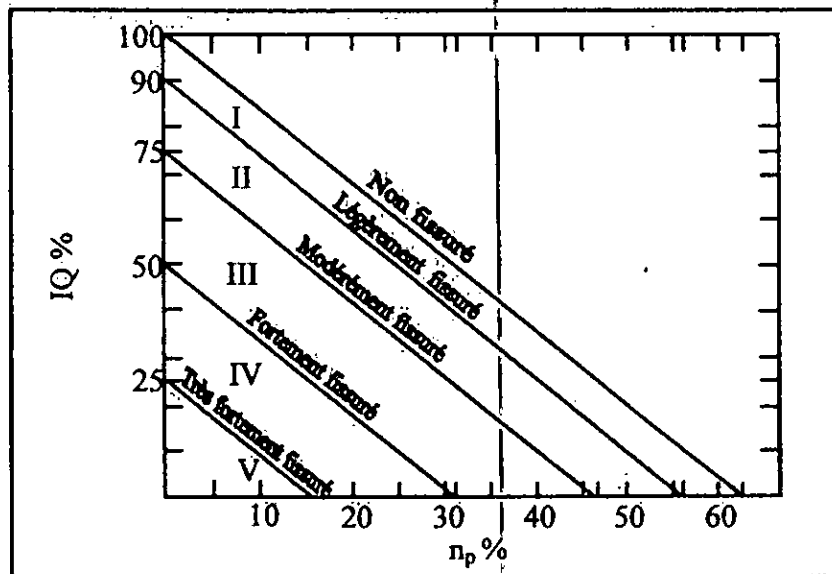


Figure III.09 : Système de classification pour la fissuration dans les spécimens de la roche (Fourmaintraux, 1976)

Le diagramme de Fourmaintraux permet de définir 5 domaines de fissuration :

- (I) : Non fissuré à légèrement fissuré.
- (II) : Légèrement à modérément fissuré.
- (III) : Modérément à fortement fissuré.
- (IV) : Fortement à très fortement fissuré.

De préférence, on détermine la longueur, la distribution et l'ampleur des fissures par des techniques microscopiques directes. La technique ultrasonique permet d'apprécier facilement au labo le taux de fissuration. Elle est pratiquée par tous les laboratoires de mécanique des roches (Goodman, 1989).

III.4. Description de la masse rocheuse du site du barrage de Beni Haroun :

Malheureusement le barrage est déjà construit, ce qui nous empêche d'accéder directement aux fondations. A l'aide de l'étude géologique et les données de sondages, on a pu reconstituer la géologie de l'assise.

A partir des observations sur le terrain, on a pu décrire les conditions de la masse rocheuse et étudier les discontinuités. Cela malgré les difficultés relevant de la couverture végétales, les produits d'altération, et l'endommagement par les tirs d'explosifs.

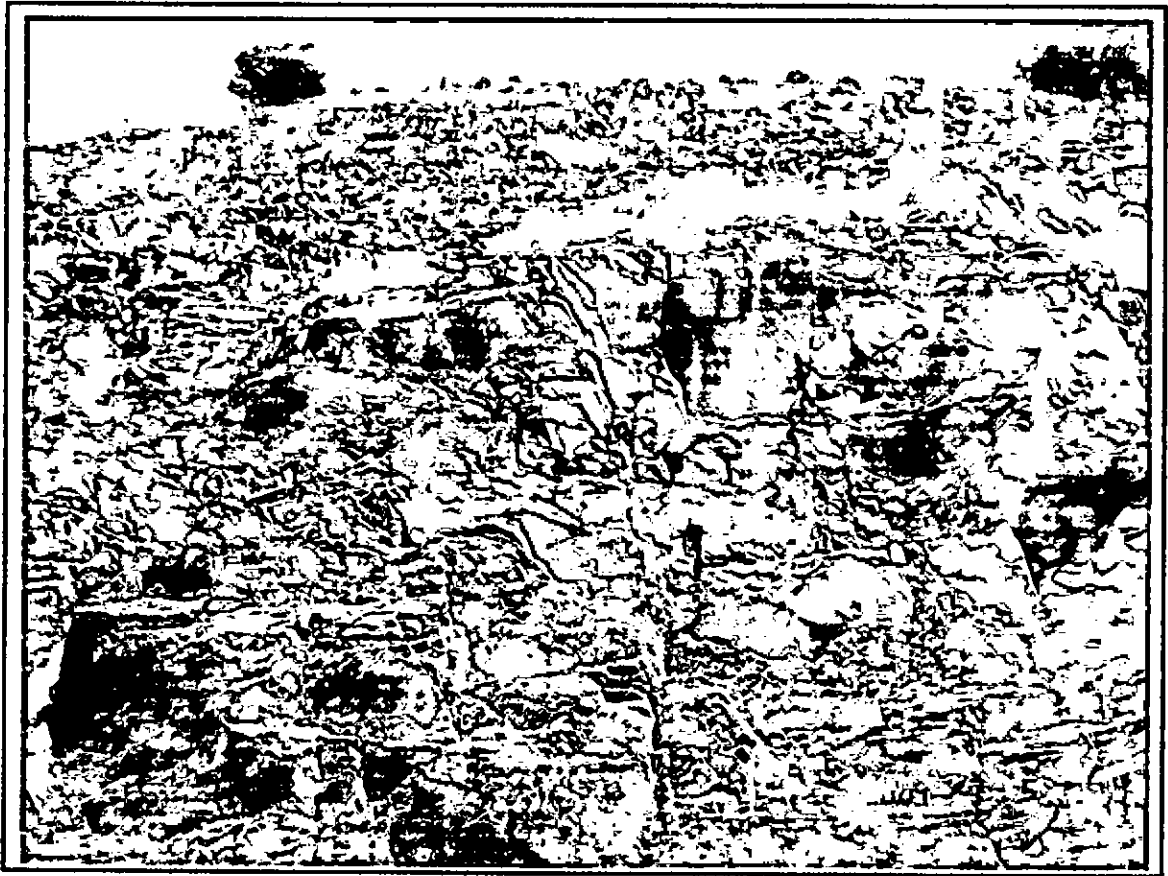


Figure III.10 : Surface de masse rocheuse partiellement endommagée (partie haute)

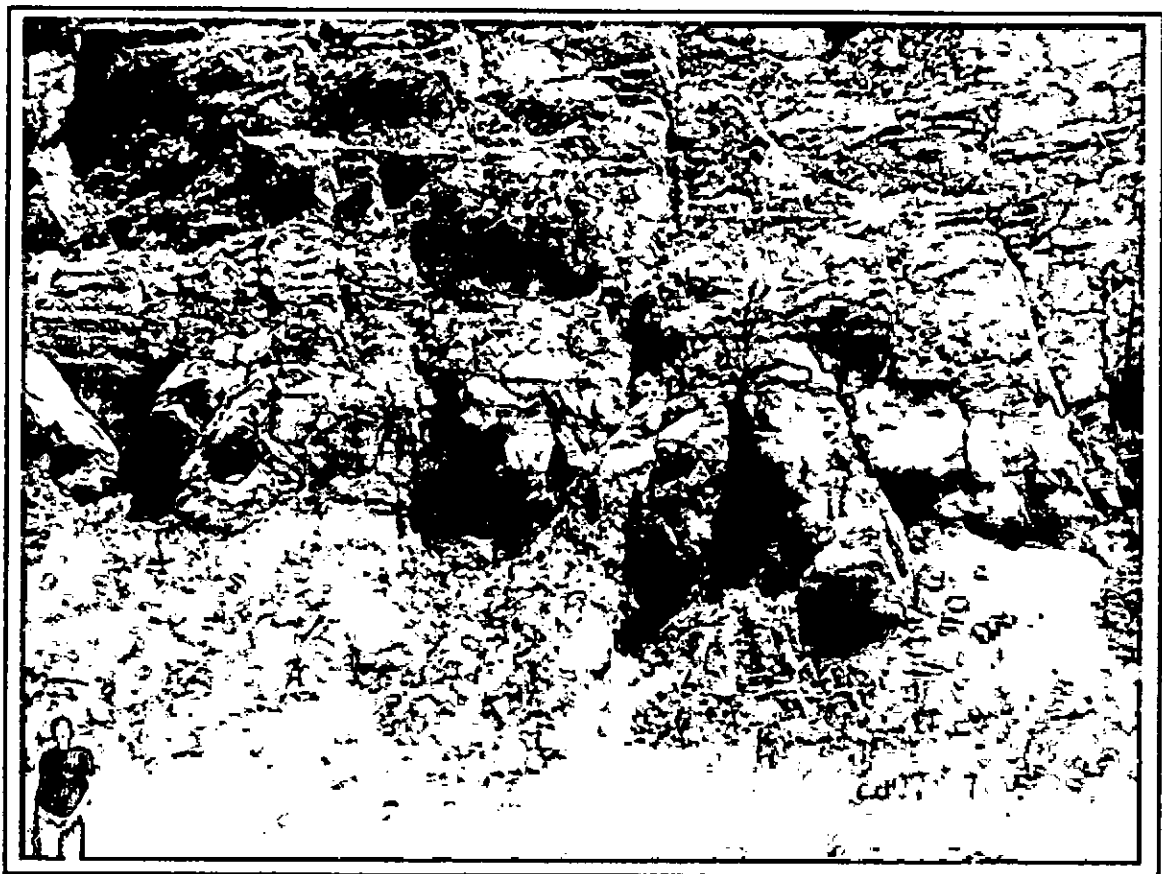


Figure III.11 : Surface de masse rocheuse partiellement endommagée (partie bas)

La masses rocheuse du site de barrage est discontinue partiellement déstructurée et légèrement altérée, elle peut être classée dans la catégorie (II) selon le tableau (III.05).

La masse rocheuse est traversée par différents types des discontinuités naturelles telles que : les joints de stratification, les joints tectoniques, failles...etc. Elle est aussi traversée par des discontinuités artificielles (Créées par l'effet de l'explosif lors les travaux).

L'intersection des discontinuités forme des blocs angulaires enclenchés de plusieurs facettes, n'étant pas généralement équidimensionnels. Les observations montrent, trois familles principales, qui affectent la masse rocheuse.

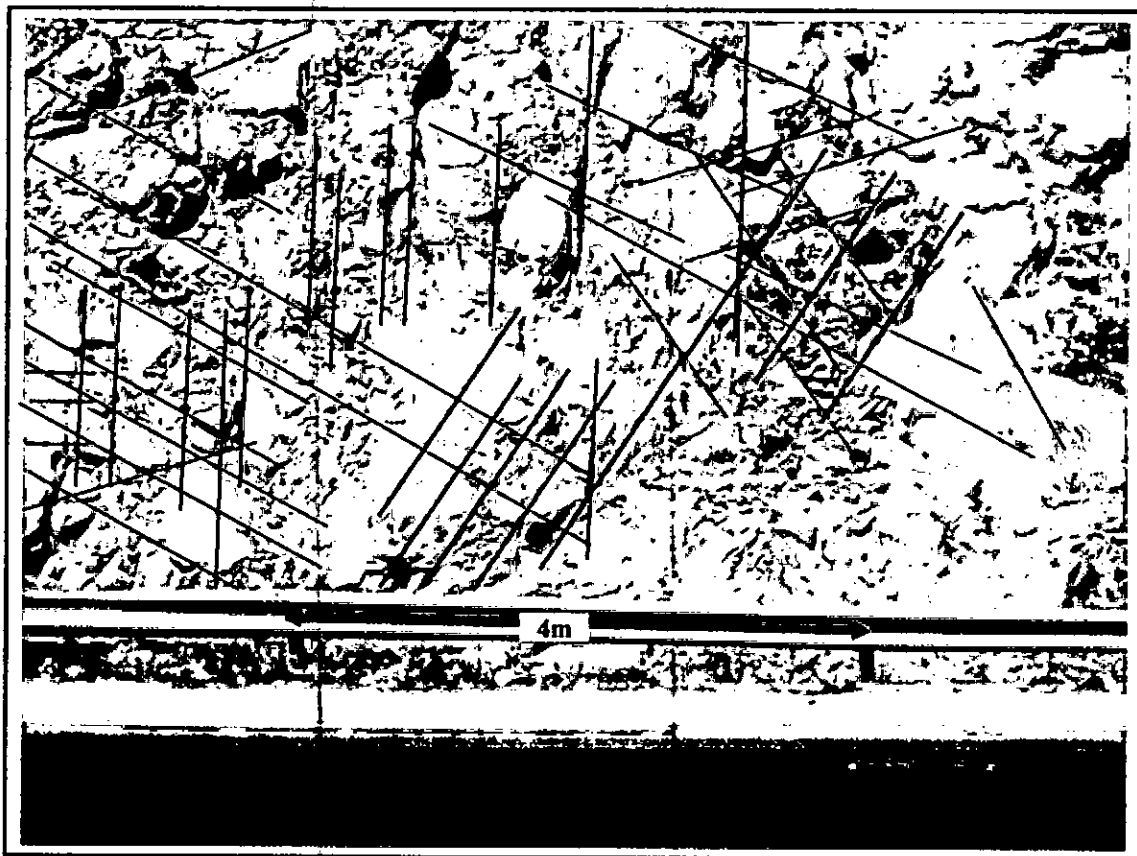


Figure III.12 : L'intersection des discontinuités qui forme des blocs angulaires enclenchés, non équidimensionnels.

III.4.1. L'analyse des discontinuités:

L'étude des discontinuités est délicate, puisqu'il est difficile de différencier entre les discontinuités naturelles et artificielles.

L'ouverture des surfaces des discontinuités généralement est extrêmement étroite à fermée, elle est souvent $\leq 1\text{mm}$, et entre 1 et 5mm étant très rare. Elles est vide (sans remplissage) ou remplies par la calcite.



Figure III.13 : Les surfaces des discontinuités

Les surfaces des discontinuités légèrement rugueuses, ont un aspect planaire prédominant.

III.4.2. L'étude structurale des discontinuités :

La reconnaissance du nombre des familles des discontinuités est importante dans la classification géomécanique des masses rocheuses (les systèmes RMR, Q). Il est également nécessaire pour le développement d'un model géomécanique de la masse rocheuse. Pour cela, l'étude structurale (mesures sur terrain des pendages des discontinuités) et l'analyse à l'aide de la projection stéréographique est indispensable pour cette étude.

Des mesures ont été faites dans deux stations choisies sur les affleurements (Figure III.14). La représentation des discontinuités sur les rosaces de direction ont permis d'obtenir les principales directions telles que montrées sur la figure (IV.14).



Figure III.14 : Photo satellite extraite par Google Earth, illustre les stations de mesure.

On a obtenu les rosaces de directions de la figure (III.15) grâce au logiciel STEREOWIN.

Les trois rosaces de directions obtenues, donnent le même résultat, elles montrent qu'il y a deux directions prédominantes, avec une troisième direction moins importante que les premières.

Les deux familles prédominantes des discontinuités ont une direction presque Est-Ouest, la première a une direction de N 65° à 70°E, la deuxième a une direction de (75° à 85 °E), leurs plongement est vers le Nord-Ouest.

La troisième famille des discontinuités a une direction de Nord Ouest- Sud Est, environ (N 125° à 130°), son plongement est vers le Sud-Ouest. La majorité des discontinuités ont des plongements subverticaux à verticaux (70° et 90°).

Généralement les discontinuités de trois familles ont des persistances faibles à moyennes de 1 m à 10 m (ISRM, 1981).

Les familles des joints prédominants qui peuvent avoir une influence sur la stabilité et la sécurité de l'ouvrage ont les caractéristiques suivantes :

- Les discontinuités ont une faible à moyenne persistance.
- Les discontinuités sont remplies par la calcite ou sans remplissage (vide), leur ouverture est égale ou inférieure à un millimètre (≤ 1 mm).
- Les surfaces de discontinuités sont légèrement rugueuses et légèrement altérées.
- Le plongement des joints des deux familles prédominantes, y compris la troisième famille, est entre (60 °et 90°)

III.4.3. L'espacement et la fréquence des discontinuités:

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

L'espacement des joints contrôle la taille des blocs individuels. Ce dernier conditionne le mode de rupture et l'écoulement. Par exemple, un espacement étroit donne une faible cohésion du massif et une rupture circulaire, voire même d'écoulement. La valeur de l'espacement des joints varie selon les différentes faces et directions de mesures. Par exemple, dans un massif rocheux fissuré, pour un affleurement plus ou moins vertical, les mesures selon la direction verticale donneront un espacement bien plus important que selon la direction horizontale (ZHAO Jian, 2007).

Lorsque l'accès aux affleurements de la masse rocheuse est difficile ou impossible, on fait recours aux des méthodes indirectes telles que : la photographie ou les sondages.

Plusieurs photos ont été prises par un appareil numérique à grande résolution et en prenant l'échelle à chaque fois. Les photos les plus claires qui exposent bien les discontinuités dans la masse rocheuse ont été sélectionnées et analysées par un marquage de traits sur les discontinuités.

La moyenne des distances mesurées le long du scanline entre chaque deux distances devient l'espacement.

La figure (III.16) présente un exemple d'une photographie choisie et utilisée pour définir l'espacement des discontinuités le long du scanline.

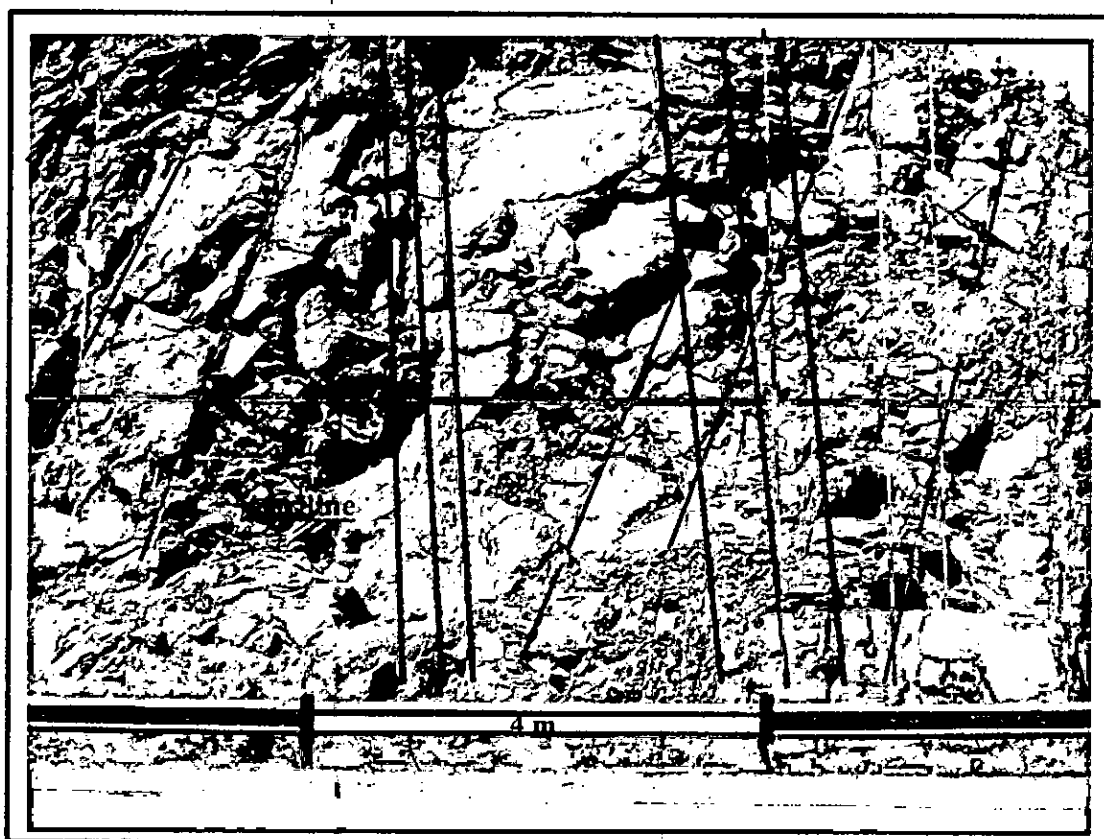


Figure III.16 : Mesure d'espacement par la technique de la photographie.

La procédure de mesure est comme suit :

- On trace une ligne qui traverse les discontinuités qui s'appelle « scanline »
- On marque les intersections des discontinuités avec scanline.
- On mesure toutes les distances entre tout deux joints successifs.
- On somme les valeurs de mesure des distances mesurées, ensuite on divise la somme obtenue sur le nombre des distances, le résultat représente l'espacement moyen.

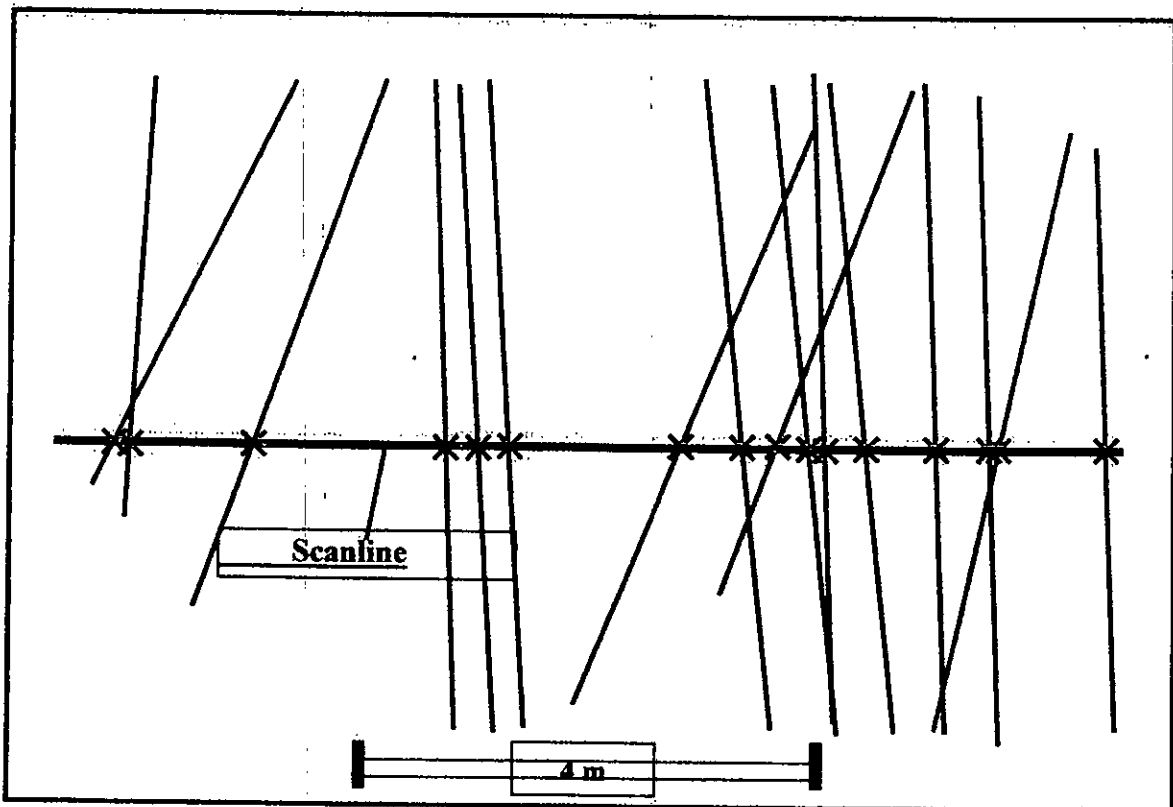


Figure III.17 : Mesure d'espacement.

Dans cet exemple, le nombre des distances est 16, et la valeur d'espacement est égale presque à $s = 0.5$ m.

Nous avons calculé l'espacement moyen sur plusieurs photographies par la même méthode et nous avons trouvé l'intervalle de 0.30 – 0.62 m

Pour des raisons de sécurité, on a pris toujours le cas le plus défavorable, donc nous avons choisi la valeur la plus faible de l'espacement qui est égale à 0.3 m.

Selon le tableau de Bieniawski (1989), l'espacement des discontinuités de la masse rocheuse du site du barrage est modéré dans la classe 0.3 – 1 m.

La fréquence des discontinuités est calculée pour définir le degré de fracturation de la masse rocheuse

La relation pour calculer la fréquence des discontinuités est comme suit:

$$F = \sum \lambda_i \quad \text{ou} \quad \lambda_i = n_i / L \quad (L = 8.8 \text{ m}) \quad \text{et} \quad (n_i = U_y).$$

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

$$F = 16 / 8.8 = 1.81/\text{m}.$$

Donc dans le mètre on traverse 1.81 discontinuités

Nous calculons la fréquence des discontinuités pour plusieurs scanlines qui donne un intervalle de 1.36 – 2.72 par mètre

➤ Conclusion :

Les données collectées et obtenues par l'étude et l'analyse des discontinuités sont groupées dans le tableau (III.07) suivant :

Paramètres de détermination	Description
Orientation des discontinuités	Il existe trois familles prédominantes : 1/ E -W : N 65° à 70E / 60° à 90° 2/ E -W : N 75° à 85 °E / 60° à 90° 3/ NW- SE : N 125° à 130° / 60° à 90°
Persistance des discontinuités	Persistance faible à moyenne de 1 m à 10 m
Ouverture des discontinuités	Egale ou inférieure à un millimètre ≤ 1 mm
Remplissage des discontinuités	Dur, remplis par la calcite ou vide
Condition des discontinuités	Les surfaces de discontinuités sont légèrement rugueuses et faiblement altérées.
Espacement des discontinuités	Un intervalle de 0.30 à 0.62 m
Fréquences des discontinuités	Un intervalle de 1.36 à 2.72 par mètre

Tableau III.07 : Les caractéristiques des discontinuités des masses rocheuses de site du barrage de Beni Haroun

III.5. La perméabilité de la masse rocheuse :

La perméabilité d'un terrain joue un rôle très important dans l'étude géotechnique. Même en l'absence d'eau dans le terrain, l'estimation de la perméabilité du massif peut être indispensable (étanchéité d'une retenue de barrage, travaux d'injection, etc.). Cependant Dans la plupart des milieux, seules les mesures in situ sont susceptibles de fournir une appréciation rapprochée à la réalité. Cela est particulièrement vrai pour les milieux rocheux dont la perméabilité est dominée par les différentes formes de fissuration.

III.5.1. Définitions de la perméabilité primaire et secondaire:

La perméabilité primaire est la perméabilité du matériel rocheux et la perméabilité secondaire est la perméabilité de la masse rocheuse. Cette dernière est le résultat d'écoulement à travers les discontinuités ou les vides de solution sous l'influence de la pression hydraulique.

La perméabilité du matériel rocheux (primaire) est souvent petite en comparaison avec la perméabilité de la masse rocheuse (secondaire), souvent on n'a pas besoin de l'évaluer dans la description de la masse rocheuse. Bien que la perméabilité secondaire soit beaucoup plus affectée par la taille des ouvertures et le taux de remplissage

des discontinuités. Quelques évaluations de la perméabilité peuvent être faites sur la base de la fréquence des discontinuités, cependant, telles évaluations d'elles doivent être traitées avec extrême attention et ne peuvent pas être appliquées pour des roches susceptibles à la dissolution (Anon, 1977).

Dans le plus part des cas l'écoulement à travers la masse rocheuse obéit la loi de Darcy. Pour plusieurs applications dans la pratique de génie civile, il est commun d'écrire la loi de Darcy sous la forme :

$$q_x = k (dh / dx) A \quad (III.07)$$

Où :

q_x : est le débit ($L^3 T^{-1}$) dans la direction de x

h : est la hauteur hydraulique avec la dimension L

A : est la normal en coupe à x (dimensions L^2)

(k) : est un coefficient nommé la conductivité hydraulique ; il a des dimensions de la vitesse (e.g. centimètres par second ou pieds par minute).

Quand la température varie considérablement de $20^\circ C$, une forme plus utile de la loi de Darcy est comme suit :

$$Q_x = (k / \mu) (dp / dx) A \quad (III.08)$$

Où :

q_x : est le débit ($L^3 T^{-1}$) dans la direction de x

p : est la pression de fluide (égal à $\gamma_w h$) avec des dimensions de (FL^{-2})

A : est la normal en coupe à x (dimension L^2)

μ : est la viscosité dynamique avec les dimensions de $(FL^{-2} T)$

Pour l'eau à $20^\circ C$:

$$\mu = 2.098 \times 10^{-5} \text{ lb s/ft}^2 = 1.005 \times 10^{-3} \text{ N s/m}^2$$

$$\gamma = 62.4 \text{ lb s/ft}^3 = 9.80 \text{ kN/m}^3$$

Lorsque la loi de Darcy est écrite de cette manière (III.08), le coefficient (k) est indépendant des propriétés du fluide, ses dimensions sont e.g. cm^2 . k est nommé la perméabilité hydraulique.

Le tableau (III.08) donne des valeurs typiques de conductivité calculée pour une eau à $20^\circ C$; 1 Darcy correspond approximativement à une valeur de conductivité de $10^{-3} cm/s$.

Roche	k (cm/s) pour la roche avec l'eau (20°C) comme Permeant	
	Laboratoire	In situ
Grès	3×10^{-3} à 8×10^{-3}	3×10^{-3}
Grès de Navajo	2×10^{-3}	
Grès de Berea	4×10^{-5}	
Greywacke	3.2×10^{-8}	
Argile schisteuse (shale)	10^{-9} à 5×10^{-13}	10^{-8} à 10^{-11}
Argile schisteuse de pierre (pierre shale)	5×10^{-12}	2×10^{-9} à 5×10^{-11}
Calcaire, Dolomite	10^{-5} à 10^{-13}	10^{-3} à 10^{-7}
Calcaire de Salem	2×10^{-6}	
Basalte	10^{-12}	10^{-2} à 10^{-7}
Granite	10^{-7} à 10^{-11}	10^{-4} à 10^{-9}
Schiste	10^{-8}	2×10^{-7}
Schiste fissuré	1×10^{-4} à 3×10^{-4}	

Tableau III.08: Les conductivités pour des certains types de roches (Goodman, 1989) (Données du Brace (1978), Davis et Wiest (1966) et Serafim (1968)).

Bell (2007) donne une estimation générale de la perméabilité à partir de la fréquence des discontinuités (Tableau III.09). Evidemment ces estimations doivent être prises avec prudence et ne peuvent pas être appliquées aux roches susceptibles à la solution.

Terme	Fréquence (m)	Description de la perméabilité de la masse rocheuse	Le coefficient de la perméabilité k ($m s^{-1}$)
Les discontinuités sont très étroitement à étroitement espacées	Moins que 0.2	Très perméable	10^{-2} -1
Les discontinuités sont étroitement à largement modérément 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	Plus que 0.2	Effectivement imperméable	Moins que 10^{-9}

Tableau III.09 : Estimation de la perméabilité secondaire à partir de la fréquence de discontinuités (Bell, 2007)

III.5.2. La mesure directe de la perméabilité des masses rocheuses :

L'essai de la perméabilité radiale était conçu par Bernaix (1968) en testant la roche de fondation du barrage de Malpasset après la rupture. La perméabilité de micaschiste de ce site varié plus de 50.000 fois quand les conditions étaient changées à partir d'un écoulement radial vers l'extérieur avec (ΔP) de 1 bar, à un écoulement radial vers l'intérieur avec (ΔP) de 50 bars. La conductivité hydraulique (unités de vitesse) à partir d'un essai d'écoulement radial peut être évalué par :

$$k = [q \ln (R_2 / R^2)] / (2 \pi L \Delta h) \tag{III.09}$$

Où : q : est le taux de volume de l'écoulement

L : est la longueur du spécimen

R_2 et R_1 : sont le rayon extérieur et le rayon intérieur du spécimen

Δh : est la différence principale à travers la région de l'écoulement correspondant à (ΔP).

L'essai de la perméabilité radiale à l'avantage à distinguer la présence de fissures, cette différence est d'autant plus élevée que la fissuration est plus grande

Snow (1965) suppose l'existence de trois familles de fractures mutuellement orthogonales avec des épontes parallèles, toutes avec un espacement et une ouverture identiques et idéalement lisse. Il a établi la formule suivante :

$$K = (\gamma_w / 6\mu) (e^3 / S) \quad (\text{III.10})$$

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 ($FL^{-2}T$)

γ_w : le poids spécifique de l'eau

Cependant, l'équation (III.10) est utile pour calculer l'ouverture hypothétique de la fracture (e), qui donne la même valeur de la perméabilité mesurée in situ (correspondant à un espacement de fractures (S)). L'espacement et l'ouverture de fractures fournissent des indices quantitatifs sur la qualité de la masse rocheuse.

Il est rarement faisable de calculer la perméabilité de la roche à partir d'une description de discontinuité, bien que Rocha et Francis (1977) ont montré comment ceci par les corrélations entre les résultats de perméabilités à partir des essais de pompage et celles obtenus par l'utilisation des carottes continues et orientées.

Actuellement, Plusieurs méthodes existent pour mesurer la perméabilité in situ ; le choix de la méthode dépend notamment du type de terrain à étudier. Pour les masses rocheuses, la méthode rapide la plus commune pour déterminer la perméabilité est l'essai Lugeons.

III.5.2.1. L'essai Lugeon :

Mise à part quelques améliorations techniques sur le matériel utilisé, le mode opératoire est directement hérité des consignes données par le géologue suisse, Maurice Lugeon (1933).

L'essai consiste à isoler, au moyen de deux obturateurs étanches, un tronçon de forage, et de le soumettre à une injection d'eau sous pression (voir fig.III.18). On mesure le débit d'injection nécessaire au maintien d'une pression constante d'eau dans le tronçon testé. En générale, on procède par paliers croissants de pression, chaque palier de pression étant maintenu pendant 5 à 10 minute. Une fois la pression maximale de l'essai atteinte, on revient à zéro par paliers décroissants de pression correspondants aux paliers croissants (G. Filliat, 1981).

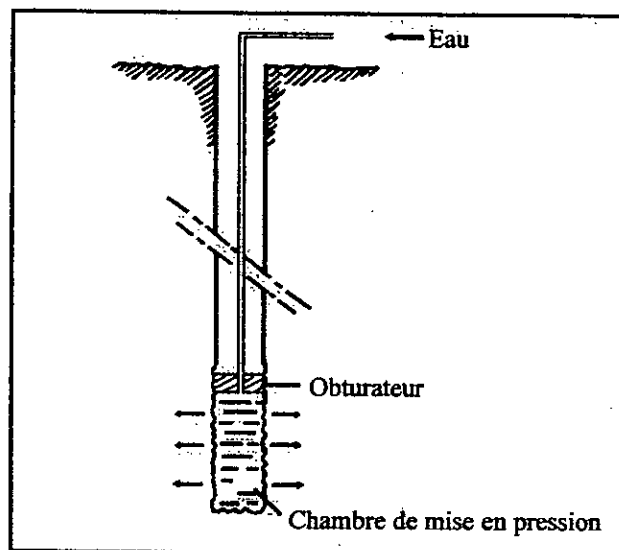


Figure III.18: Principe de l'essai Lugeon (G. Filliat, 1981).

Grâce à l'examen des courbes pression-débits, cet essai permet d'analyser la nature et le comportement des discontinuités (fissures, fractures et joints) sous l'effet de forts gradients de pression, puisque la matrice rocheuse peut être considérée presque toujours comme étanche par rapport à la discontinuité. Pour disposer des courbes pression-débits ($Q = f(p)$), il est nécessaire d'effectuer plusieurs paliers successifs de pression, voir la figure (III.19) (Anon, 2003).

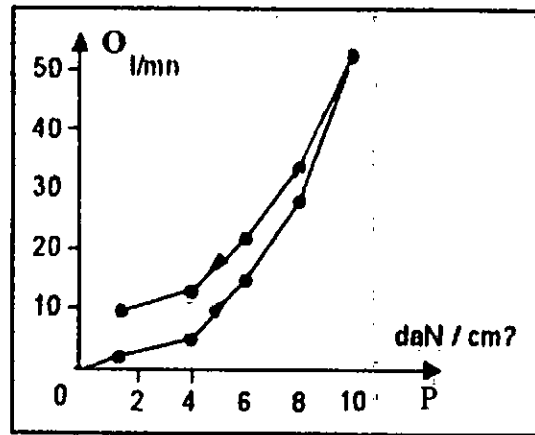


Figure III.19 : La courbe pression-débit ($Q = f(p)$)(Anon, 2003).

Les résultats sont fournis en lugeon : une unité lugeon représente le nombre de litres d'eau adsorbé par minute, et par mètre de forage, sous une pression de (10 bars). Un lugeon correspond à une perméabilité (k) comprise entre (1 et $2 \cdot 10^{-7}$ m/s) ; toutefois cette équivalence n'est valable que pour des débits faibles.

Si les débits sont importants et le tronçon testé est profond, les pertes de charges dans le dispositif faussent très sensiblement les résultats. Il devient donc nécessaire d'étalonner ces pertes de charges, faute de quoi un graphique d'essai exprimé en lugeons bruts risque de représenter presque uniquement la variation des pertes de charge dans les conduites et non plus la perméabilité du massif (G. Filliat, 1981).

Lorsque la fissuration du massif est très importante, la montée en pression peut se révéler impossible ; dans ce cas on peut remplacer l'essai Lugeon par un essai Lefranc, pour obtenir ainsi un ordre de grandeur de la perméabilité du milieu.

III.5.2.2. L'essai Lefranc :

Cet essai est réservé aux terrains pulvérulents, éventuellement occupés par une nappe. On réalise d'abord un forage jusqu'à la profondeur désirée, on le tube et développe ensuite une cavité sphérique sous le pied de la colonne de tubage, soit par injection d'eau au travers des événements d'un petit trépan spécial descendu à ce niveau, soit à l'aide d'un outil de forage approprié, voir Figure (III.20). Le principe de l'essai de Lefranc est simple et s'adapte aisément aux divers types de terrain (G. Filliat, 1981).

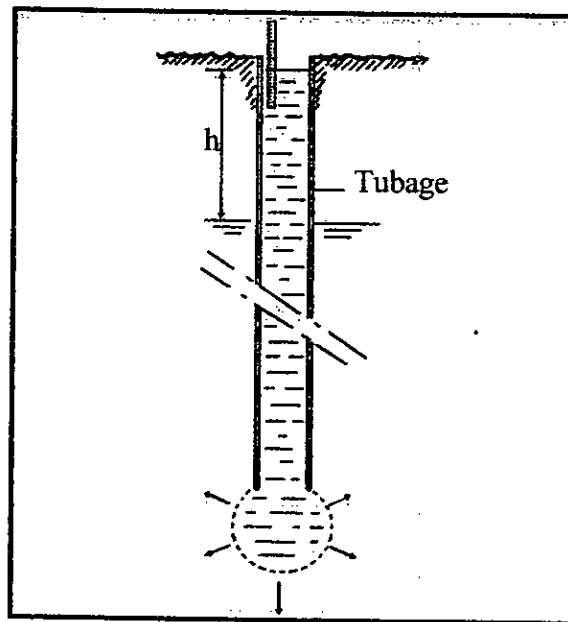


Figure III.20 : Principe de l'essai de Lefranc (G. Filliat, 1981).

III.6. La perméabilité de la masse rocheuse du site du barrage :

Grâce au tableau (III.09), on peut estimer la perméabilité de la masse rocheuse du site du barrage à partir de la fréquence de discontinuités trouvé.

On a trouvé un intervalle de fréquence de 1.36 à 2.72 par mètre, selon le tableau (III.09), la masse rocheuse est légèrement perméable et sa perméabilité est dans l'intervalle de $(10^{-9}-10^{-5} \text{ m/s})$

Des essais lugeons sont effectués dans le site du barrage directement dans des sondages verticaux et inclinés dans les deux formations (calcaire et marne).

Les valeurs moyennes de la perméabilité des marnes sont représentées dans le tableau (III.10) suivant :

BH - 02 : marne						
Prof inf	Prof sup.	delta mètre	K $\times 10^{-7}$ m/s	RQD (%)	Transmissivité	K $\times 10^{-7}$ m/s moyenne
23	28	5	5	60 - 80	25	5.5
28	33	5	5	10 - 35.	25	
33	37	4	5	15 - 35	20	
37	42	5	8	10-35.	40	
42	46	4	5	25 -75	20	
46	51	5	25	85-100	125	
51	56	5	1.1	90 -100	5.5	
56	60	4	7	60	28	
60	68	8	2	60-75	16	
68	73	5	1.5	80	7.5	

75	80	2	2	15 - 20	4	2
BH - 06 : marne						
prof inf	Prof sup.	delta mètre	K × 10 ⁻⁷ m/s	RQD (%)	Transmissivité	K × 10 ⁻⁷ m/s moyenne
15	20	5	2.5	35-40	12.5	4
20	25	5	5	40 - 80	25	
25	30	5	6	10 - 25.	30	
30	35	5	4	50 -85 †	20	
35	40	5	4	45 - 60	20	
40	45	5	5	60 - 100	25	
45	50	5	1	75 - 100	5	
50	55	5	4	0	20	
55	60	5	4	0	20	
BH - 31 : marne						
prof inf	prof sup	delta mètre	K × 10 ⁻⁷ m/s	RQD (%)	Transmissivité	K × 10 ⁻⁷ m/s moyenne
22	27	5	27	100	135	27
30	35	5	3	100	15	5.5
35	40	5	8	25 - 100	40	
BH - 33 : marne						
prof inf	prof sup	delta mètre	K × 10 ⁻⁷ m/s	RQD (%)	Transmissivité	K × 10 ⁻⁷ m/s moyenne
20	24.5	4.5	22	70 - 90	99	11
24.5	29.5	5	1	50 -100	5	
K moyenne des marnes			9 × 10⁻⁷ m/s			

Tableau III.10 : La perméabilité moyenne des marnes

La perméabilité des marnes est comprise entre (2 à 27 10⁻⁷ m/s) avec une moyenne de (9 × 10⁻⁷ m/s).

Le calcul de la moyenne de la perméabilité doit tenir compte des épaisseurs de terrain. La moyenne vaut : $\sum \text{Transmissivité} / \text{épaisseur total de terrain}$

$$= \sum (K \times \text{delta metre}) / \text{épaisseur total de terrain}$$

Exemple de calcul pour le sondage (BH -06) :

$$(12.5 + 25+30+20+20+25+5+20+20) / 45 = 4 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

Le tableau (III.11) présente les valeurs de la perméabilité moyenne des calcaires

BH - 01 : calcaire						
Prof inf	Prof sup.	delta mètre	K × 10 ⁻⁷ m/s	RQD (%)	Transmissivité	K × 10 ⁻⁷ m/s moyenne
26	31	5	10	10 - 25.	50	5
31	37	6	2.5	10	15	
37	43	6	3.5	10	21	
43	48	5	5.5	40 - 75	27.5	

BH - 07 : calcaire						
Prof inf	Prof sup.	delta mètre	K×10 ⁻⁷ m/s	RQD (%)	Transmissivité	K×10 ⁻⁷ m/s moyenne
40	45	5	8	60 - 100	40	11
45	50	5	9	60 - 100	45	
50	56	6	10.5	80 - 95	63	
56	61	5	7	55 - 60	35	
61	66	5	14	75 - 80	70	
66	71.5	5.5	18	70 - 85	99	
71.5	76.5	5	14	50 - 80	70	
76.5	81.5	5	9	60 - 95	45	
81.5	86.5	5	9	70 - 95	45	
BH - 08 : calcaire						
Prof inf	Prof sup.	delta mètre	K×10 ⁻⁷ m/s	RQD (%)	Transmissivité	K×10 ⁻⁷ m/s moyenne
10	15	5	1	30 - 40	5	5
15	20	5	4	45 - 80	20	
20	25	5	10	80	50	
25	30	5	4	60 - 75	20	
30	35	5	4	70 - 100	20	
35	40	5	5	70 - 90	25	
45.5	50.5	5	8	85 - 95	40	7
50.5	55	4.5	6	20 - 80	27	
58	62.5	4.5	5	90 - 100	22.5	13
66	69	3	20	80 - 95	60	
69	72	3	10	90 - 100	30	
72	75	3	15	95	45	
75	78	3	25	90	75	
78	81	3	14	100	42	
81	84	3	40	80 - 100	120	
84	87	3	4	100	12	
87	90	3	8	80 - 100	24	
90	93	3	22	95	66	
93	96	3	4	100	12	
99	102	3	18		54	38
102	105	3	40	90	120	
105	107.5	2.5	60	60 - 90	150	
110.5	114	3.5	12	80	42	12
114	117	3	13	100	39	
117	120	3	11	75	33	
BH - 11 : calcaire						
Prof inf	Prof sup.	delta mètre	K×10 ⁻⁷ m/s	RQD (%)	Transmissivité	K×10 ⁻⁷ m/s moyenne
7	12	5	1	70	5	2
12	17	5	1.5	80 - 90	7.5	
17	22	5	1.2	0 - 70	6	
22	27	5	6	80 - 100	30	

33	38.5	5.5	8	40 - 80	44	3
38.5	43	4.5	3.5	40	15.75	
43	45	2	4	80	8	
45	54	9	1.3	80 - 85	11.7	
54	60	6	2	50 - 80	12	
60	65	5	1	45 - 90	5	
65	70.5	5.5	1	95	5.5	
70.5	75	4.5	1.5	100	6.75	
75	80	5	2	60 - 100	10	
BH - 12 : calcaire						
Prof inf	Prof sup.	delta mètre	K×10 ⁻⁷ m/s	RQD (%)	Transmissivité	K×10 ⁻⁷ m/s moyenne
16	21	5	6	30 - 90	30	7
16	26	10	6	80 - 90	60	
16	31	15	4.5	40-60	67.5	
31	38	7	2.5	60 - 80	17.5	
38	42	4	2	100	8	
43.5	49	5.5	2	15 - 60	11	2
49	54	5	4	70 - 80	20	
54	59.5	5.5	2	75 - 85	11	
59.5	64	4.5	3	60 - 95	13.5	
64	70	6	1	10-90.	6	
70	75	5	2	70 - 90	10	
75	80	5	1.5	40 - 80	7.5	
BH - 15 : calcaire						
Prof inf	Prof sup.	delta mètre	K×10 ⁻⁷ m/s	RQD (%)	Transmissivité	K×10 ⁻⁷ m/s moyenne
15	20	5	20	60 - 80	100	27
20	25.5	5.5	25	60 - 100	137.5	
25.5	30	4.5	25	70 - 75	112.5	
30	35	5	20	35 - 60	100	
35	40	5	50	40 - 100	250	
40	45.5	5.5	22	50 - 60	121	
65.5	70	4.5	3.5	20 - 60	15.75	3
70	75	5	3	0 - 40	15	
75	80	5	2	0 - 60	10	
BH - 16 : calcaire						
Prof inf	Prof sup.	delta mètre	K×10 ⁻⁷ m/s	RQD (%)	Transmissivité	K×10 ⁻⁷ m/s moyenne
24.5	30	5.5	16	0 - 15	88	12
30	35	5	10	35 - 70	50	
35	40	5	9	70 - 90	45	
40	45	5	19	20 - 80	95	
45	50.5	5.5	8	0 - 60	44	
55.5	60.5	5	7	40 - 55	35	35
65	70	5	6	35 - 75	30	6
70	75	5	10	60 - 75	50	
75	80	5	2	55 - 85	10	
BH - 38 : calcaire						
Prof inf	Prof sup.	delta mètre	K×10 ⁻⁷ m/s	RQD (%)	Transmissivité	K×10 ⁻⁷ m/s moyenne

24.5	29.5	5	0.1	60 - 80	0.5	0.5
BH - 39 : calcaire						
Prof inf	Prof sup.	delta mètre	K×10 ⁻⁷ m/s	RQD (%)	Transmissivité	K×10 ⁻⁷ m/s moyenne
25	30	5	30	90 -95	150	30
30	35	5	11	70-95	55	
35	40	5	18	70 - 75	90	
40	45	5	38	80	190	
45	50	5	52	70 - 80	260	
67	72	5	35	75 - 100	175	35
k moyenne des calcaires			13 ×10⁻⁷ m/s			

Tableau III.11 : La perméabilité moyenne des calcaires

La perméabilité des calcaires est comprise entre (2 à 27 10⁻⁷ m/s) avec une perméabilité moyenne de (13 ×10⁻⁷ m/s).

➤ **Conclusion :**

La perméabilité moyenne des marnes est (9 ×10⁻⁷ m/s), celles des calcaires est de (13 ×10⁻⁷ m/s). Les deux formations ont presque la même perméabilité, elles sont classées selon Bell, 2007 comme peu perméable. Ces valeurs proches l'une de l'autre témoignent que la perméabilité est quasiment contrôlée par les fissures.

III.7. Calcul direct de la perméabilité de la masse rocheuse du site du barrage :

La perméabilité de l'assise du barrage a été évaluée à partir des résultats des essais lugeons effectués dans des sondages situés sous l'axe du barrage. La corrélation entre les valeurs moyennes calculées de la perméabilité dans les sondages (7, 8, 11 et 38) a donné deux groupes distincts de perméabilité. Les roches juste sous le barrage ont une perméabilité moyenne de 12 ×10⁻⁷ m/s, celles situées au dessus du niveau de 95 m ont donné des valeurs moyennes de 1.5×10⁻⁷ m/s (Figure III.21)

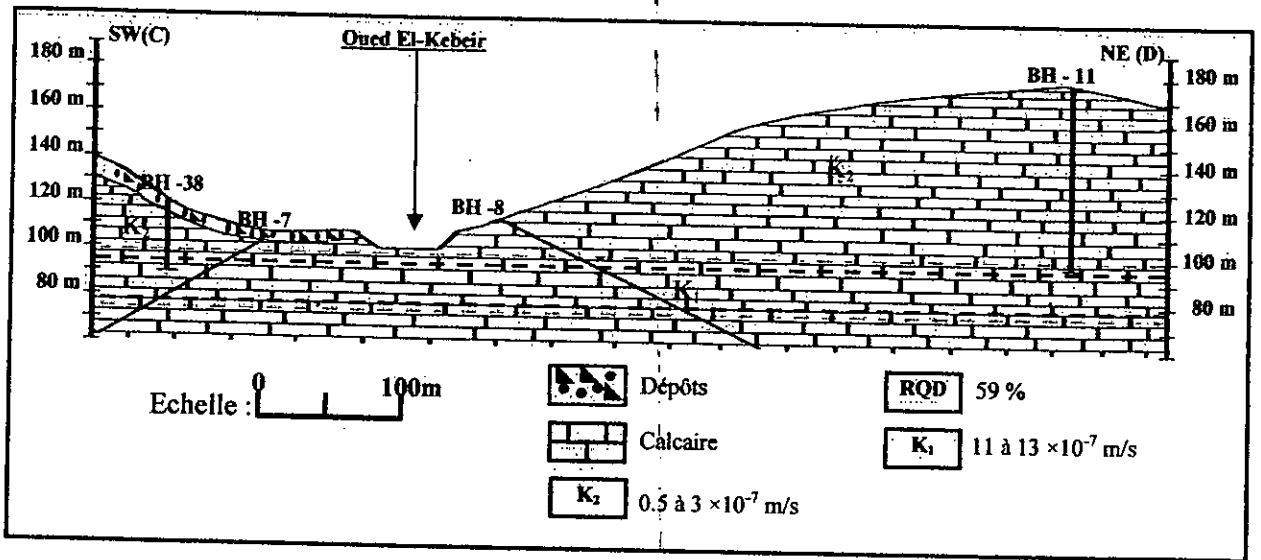


Figure III.21 : La perméabilité dans les masses rocheuses de fondation du barrage

L'étude des discontinuités et des joints qui traversent les masses rocheuses, nous aide à déterminer directement la perméabilité. On détermine la perméabilité des masses rocheuses selon les propriétés des discontinuités : l'espacement, l'ouverture et la viscosité de l'eau, selon la formule :

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

$$K = [(10^3 \cdot 10) / (6 \times 1)] \times [(1 \cdot 10^{-3})^3 / (0.3)] = 0.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

Espacement (S) en (m)	0.30	0.33	0.34	0.35	0.37	0.46	0.62
Perméabilité ($K \times 10^{-5}$) en (m/s)	0.55	0.50	0.49	0.47	0.45	0.36	0.26

Tableau III.12 : Les résultats de la perméabilité

On remarque que la perméabilité augmente lorsque l'espacement entre les discontinuités diminue. On conclue que la masses rocheuse de Beni Haroun est légèrement perméable ($0.55 \times 10^{-6} \text{ m/s}$)

III.8. Conclusion :

Les masses rocheuses du site du barrage sont discontinues partiellement déstructurées et légèrement altérées, classées dans classe (II) selon le tableau (III.04). Elles sont traversées par trois familles des joints dominantes.

Les masses rocheuses du site du barrage de Beni Haroun ont des de perméabilités de 12×10^{-7} m/s dans les calcaires et 9×10^{-7} m/s dans les marnes selon les résultats des essais lugeons. On déduit que les calcaires sont plus fracturés que les marnes.

La perméabilité calculée directement à partir des données structurales varie dans l'intervalle de (0.26 à 0.55×10^{-5} m/s).

Les valeurs calculées de la perméabilité soit directement, soit à partir des résultats des essais lugeons varient dans le même intervalle. La masse rocheuse du site de barrage peut être classifiée comme peu perméable.

Chapitre IV :

Classification géotechnique de la masse rocheuse

IV.1. Introduction :

La classification géotechnique de la masse rocheuse permet d'estimer dans la phase préliminaire de reconnaissance le comportement d'elle dans les différents environnements géotechniques, ainsi que les conditions de stabilisation. La classification aboutit à des valeurs qui sont plus faciles à utiliser

IV.2. Définition utilisation des systèmes de classifications / caractérisation :

La classification de la masse rocheuse est une méthode indirecte qui n'estime pas directement les propriétés mécaniques de la roche telles que : les modules de déformation. Elle permet, par contre, être appréciés par le biais de formules empiriques. En d'autres termes les résultats obtenus donne une appréciation de la stabilité et de la quantité de la roche masse en termes subjectifs tels que : faible, acceptable, bon, très bon. La valeur obtenue par quelques systèmes de classification est utilisée pour estimer ou calculer la résistance de la masse rocheuse par l'utilisation des critères de rupture. Elle peut être utilisée aussi pour estimer le soutènement nécessaire de roche (Edelbro, 2003, 2004).

Singh et al (1999) donne les raisons pour les quelles les systèmes quantitatives de la classification de la masse rocheuse ont été utilisé avec un grand succès :

- Ils fournissent une meilleure communication entre les géologues, les concepteurs, les ingénieurs et les entrepreneurs.
- Les observations de l'ingénieur, l'expérience et le bon jugement, sont corrélées plus efficacement par un système de classification quantitative.
- Les ingénieurs préfèrent des nombres au lieu de descriptions. Par conséquent un système quantitatif de classification une application considérable dans l'évaluation globale de la qualité de la roche.
- La classification aide à l'organisation.

IV.3. Les systèmes de classification/caractérisation de la masse rocheuse :

Il existe plusieurs systèmes de classification dont les plus utilisés aujourd'hui, sont :

- Rock Quality Designation (RQD) est introduit par Deere (1964) comme un indice d'évaluation de la qualité de la roche.
- La classification géomécanique; RMR (Rock mass rating) Bieniawski (1989).
- L'indice NGI ; Système Q Barton et al. (1974).

Le tableau (IV.01) présente un résumé des systèmes de classification des masses rocheuses.

Le nom de la classification	L'auteur et la première version	Lieu d'origine	Applications	Le type et la forme (*)	Remarques
Rock Load Theory	Terzaghi, 1946	USA	Tunnels avec soutènement en acier.	Forme Descriptive. Forme de comportement Type fonctionnel.	Peu convenable pour le creusement moderne
Stand up time	Lauffer, 1958	L'Autriche	Creusement du tunnel (Tunnelling)	Forme Descriptive. Type général.	Conservatif
NATM : The New Austrian Tunnelling Method	Rabcewicz, 1964/65 et 1975	L'Autriche	Creusement du tunnel dans un terrain incompétent	Forme Descriptive. Forme de comportement Concept de creusement.	Utilisé dans les conditions de serrage du sol
RQD : Rock Quality Designation	Deere et al., 1966	USA	Relevé de carotte de forage Creusement du tunnel.	Forme numérique. Type général.	Sensible aux effets de l'orientation
Une classification recommandée de la roche pour des objectifs mécaniques	Patching et Coates, 1968		Pour la mécanique des roches	Forme descriptive. Type général.	
Classification unifiée pour les sols et les roches	Deere et al. 1969	USA	Basée sur les particules et les blocs pour la communication	Forme descriptive. Type général.	
i) RSR : Rock Structure Rating	Wickham et al., 1972.	USA	Tunnels avec soutènement en acier	Forme numérique. Type fonctionnel.	Ne pas utiliser pour le béton projeté (shotcrete) avec fibres d'acier
RMR – système : Rock Mass Rating	Bieniawski, 1974	Sud d'Afrique	Tunnels, mine, fondations...etc.	Forme numérique. Type fonctionnel	Présenté dans ce chapitre
Q- système : Rock Tunnelling Quality Index	Barton et al., 1974	Le Norvège	Tunnels, les grandes chambres	Forme numérique. Type fonctionnel	Présenté dans ce chapitre
Mining RMR (exploitation de RMR)	Laubscher, 1975		exploitations	Forme numérique. Type fonctionnel	
La classification typologique	Matula et Holzer, 1978		Pour l'usage dans la communication	Forme descriptive. Type général.	

ii) URCS : the Unified Rock Classification System	Williamson, 1980	USA	Pour l'usage dans la communication	Forme descriptive. Type général	
BGD : Basic Geotechnical Description	ISRM, 1981		Pour usage général	Forme descriptive. Type général	
RMS : Rock Mass Strength	Still et al., 1982	Suède		Forme numérique. Type fonctionnel	RMR modifié
MBR : Modified Basic RMR	Cummings et al., 1982		Exploitation	Forme numérique. Type fonctionnel	
Simplified rock mass rating	Brook et Dharmaratne, 1985		Mines et tunnels	Forme numérique. Type fonctionnel	RMR et MRMR modifiés
SMR : Slope Mass Rating	Romana, 1985	L'Espagne	Pentes	Forme numérique. Type fonctionnel	
RAC : Ramamurthy/ Arora classification	Ramamurthy et Arora, 1993		Pour roche intacte et roches fracturées	Forme numérique. Type fonctionnel	Deere modifié et approche de Miller
GSI : Geological Strength Index	Hoek et al., 1995		Mines et tunnels	Forme numérique. Type fonctionnel	
N : Rock mass Number	Goel et al., 1995	L'Inde		Forme numérique. Type fonctionnel	Q-système Contrainte libre
RMi : Rock Mass Index	Arild Palmström, 1995	Le Norvège	Technologie de la roche, communication, caractérisation	Forme numérique. Type fonctionnel	
DMR : Dam Mass Rating	Romana, 2003	L'Espagne	Barrages	Forme numérique. Type fonctionnel	Présenté dans ce chapitre

Tableau IV.01 : Les majeurs systèmes de classification et caractérisation (Palmström, 1995 modifié)

(*) Définition des expressions (Palmström, 1995) :

- **Forme descriptive :** Système principalement basé sur des descriptions.
- **Forme numérique :** Les paramètres sont donnés par des estimations numériques selon leurs caractères.
- **Type général :** le système est travaillé hors de servir comme une caractérisation générale.
- **Type fonctionnel :** le système est structuré pour une application spéciale (par exemple pour l'appui rocheuse).

Généralement les paramètres les plus utilisés sont :

- La résistance de la roche intacte.
- La résistance des joints.
- Les conditions hydrologiques.
- L'espacement des joints.

Les paramètres utilisés dans ces systèmes de classification sont représentés dans le tableau (IV.02) ci- après.

Les Systèmes de classification													
Paramètres	RQD	RSR	RMR	Q	MRMR	RMS	MBR	SMR	RAC	GSI	N	RMI	DMR
Taille du bloc	-	-	-	-	-	-	X	-	-	-	-	X	-
Orientation des joints du bloc élémentaire	-	-	-	-	-	-	X	-	-	-	-	X	-
Nombre des familles des joints	-	-	-	X	-	X	-	-	-	-	x	X	-
Longueur du joint	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	X	-
Espacement des joints	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Résistance du joint	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Type de la roche	-	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Etat de la contrainte	-	-	-	X	X	-	X	-	-	-	-	-	-
Conditions de perméabilité	-	X	X	X	X	X	X	X	-	-	X	-	X
Résistance de la roche intacte.	-	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Dommage d'explosif	-	-	-	-	-	-	X	-	-	X	-	-	-

Tableau IV.02 : Les paramètres inclus dans les différents systèmes de classification numérique et fonctionnels (Edelbro, 2003, modifié).

On note que dans les systèmes de classification, il n'est considéré que les discontinuités naturelles, c-à-d d'origine géologiques, géomorphologiques. Il est difficile, mais possible, de juger une discontinuité altérée, naturelle ou artificielle, après différentes activités tels que : le forage, l'explosif et l'excavation.

IV.3.1. Le système RQD (Rock Quality Designation) :

Deere (1964) a introduit un indice pour évaluer quantitativement la qualité de la masse rocheuse, qu'il a nommé : RQD : ROCK Quality Designation.

Le RQD est donnée par la somme des longueurs des tronçons (pièces) intacts de plus de 100 mm de longueur divisées par la longueur totale du sondage.

La procédure directe pour mesurer le RQD est illustrée dans la figure (IV.01). On mesure la longueur, le long de l'axe centrale de la carotte, de chaque pièce limitée par deux discontinuités naturelles. Les discontinuités provoquées par l'action de l'outil de forage doivent être ignorées.

Le RQD se calcule comme suit :

$$RQD = \frac{\sum \text{longueurs des morceaux de la carotte } > 10\text{cm}}{\text{la longueur total de la carotte}} \times 100\% \quad (IV.01)$$

(Total core length)

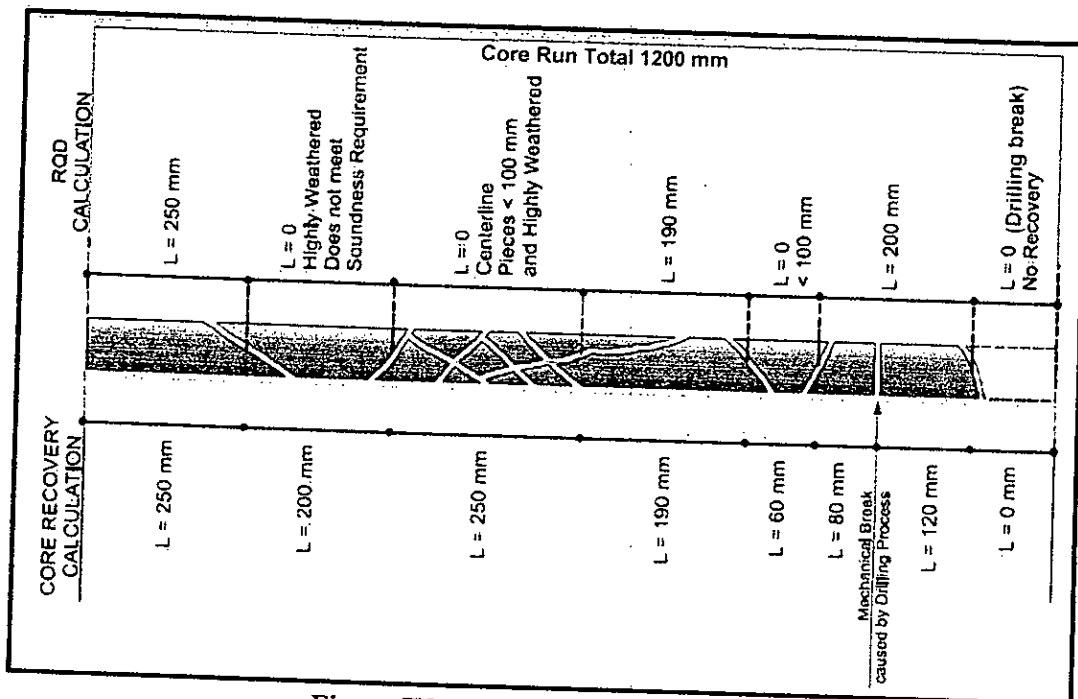


Figure IV.01 : Le calcul du RQD (Sabatini et Al, 2002)

$$RQD = \frac{\sum \text{La longueur des tronçons saines } > 100 \text{ mm}}{\text{La longueur total du carotte}} = \frac{(250 + 190 + 200) \text{ mm}}{1200 \text{ mm}} \times 100$$

Alors : RQD = 53%, qualité moyenne de la roche

Pour la détermination du RQD, la société Internationale de la Mécanique des Roches (ISRM) recommande que le diamètre de la carotte doit être au moins de NX (54.7mm), la longueur recommandée pour calculer le RQD utilisée sur le terrain doit ne dépasse pas 1.5 m.

La relation entre la valeur numérique du RQD et la qualité de la masse rocheuse proposée par Deere (1968) est donnée par le tableau (IV.03) :

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

Tableau IV.03: Corrélation entre le RQD et la qualité de la roche (Deere, 1968).

IV.3.1.1. Méthodes indirectes d'estimation du RQD:

En l'absence de sondage Afrouz 1973, propose une équation empirique basée sur la détermination du nombre de discontinuité dans le mètre cube pour estimer le RQD :

$$\text{RQD} = A^x - B^y \cdot D_v \quad (\text{IV.02})$$

Où: D_v : est le nombre total des discontinuités par mètre cube (m^3) de la masse rocheuse.

A^x, B^y : Sont des constantes : $A^x = 105-120$ et $B^y = 2-12$.

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

$$\text{RQD} = 100 e^{-0.1\lambda} \quad (\text{IV.03})$$

Cette équation est probablement la manière la plus simple pour déterminer le RQD quand aucune carotte du sondage n'est disponible.

Le RQD peut être déterminé à partir du nombre des joints par unité de volume (J_v) sur la surface de la masse rocheuse. Palmestöm (1982) propose une relation pour déterminer le RQD d'une masse rocheuse sans argile le long d'un tunnel :

$$\text{RQD} = 115 - 3.3 J_v \quad (\text{IV.04})$$

Où : J_v est la somme de nombre des joints par unité de la longueur pour toutes les familles de joints dans une masse rocheuse sans argile.

IV.3.1.2. Les inconvénients du système RQD :

Selon Merrit (1972), le système RQD a des limitations dans les zones où elles contiennent des joints remplis par l'argile. Le remplissage d'argile réduit les frottements de la résistance des joints, et dans ce cas le RQD surestime la qualité de la masse rocheuse.

Le RQD n'est pas un bon paramètre dans le cas d'une masse rocheuse qui a des espacements de joints près de 100mm. Si la distance entre les joints est 105mm, la valeur du RQD devrait être 100% ; par contre si la distance est 95 mm, la valeur du RQD est de 0% (Edlebro C., 2003).

Si le paramètre (J_v) de Palmestöm (1982) sera utilisé, sa valeur sera près de 10 joints/mètre pour les deux cas décrits au dessus (Helgstedt, 1997).

Le RQD est relativement insensible aux changements de la taille des blocs intacts. Une masse rocheuse avec la valeur du RQD de 100% peut avoir trois (03) familles de joints avec un espacement moyen de 0.4 mètres ou une famille de joints avec un espacement de plusieurs mètres (Milne et al., 1991).

La valeur du RQD change de manière significative et en fonction de l'orientation du sondage relative à la structure géologique, pour cela le nombre volumétrique de joints est utile pour réduire cette dépendance (Hoek et al., 1993).

IV.3.2. Rock Structure Rating (RSR):

Le système RSR : Rock Structure Rating est une méthode quantitative pour la description de la qualité de la masse rocheuse et le soutènement nécessaire.

Le système RSR a été développé par US Bureau de Mines. Il est utilisé six facteurs possible comme étant les plus essentiels dans la prévision des besoins en soutènement (Skinner, 1988).

La valeur numérique du RSR varie l'intervalle 0 à 100. Elle est la somme de valeurs numériques de trois paramètres. Ces derniers sont appelés : A, B et C, ils combinent six facteurs:

1. Le type de la roche avec l'indice de résistance.	}	A (Maximum = 30
2. Structure géologique.		
3. Espacement des joints de la roche.	}	B (Maximum = 45
4. Orientation en respectant l'orientation du tunnel.		
5. Les conditions des joints.	}	C (Maximum = 25
6. L'apport en eaux souterraines.		
		Σ= 100

Le paramètre (A) inclut l'environnement géologique (facteur 1 et 2) d'une valeur maximale de (30). Le paramètre (B) combine l'espacement des joints et leurs orientations (facteur 3 et 4), la valeur maximale est de (45). Le paramètre (C) combine l'orientation des joints et les conditions hydrauliques de la masse rocheuse. Quand la valeur de la note de (SRS) est grande, moins de soutènement est exigé dans les conditions normales des travaux d'excavation du tunnel (Edelbro, 2003).

$$RSR' = A + B + C \quad (IV.05)$$

La paramètre A est une évaluation général de la structure géologique sur la base de :

- a) L'origine de type de la roche (ignée, métamorphique, sédimentaire).
- b) La dureté de la roche (dure, moyen, fragile, décomposé).
- c) La structure géologique (massive, légèrement ou modérément plissée, faillée).

Le paramétré B représente l'effet de discontinuité sur le tunnel:

- a) Espacement de joints.
- b) Orientation de joints.
- c) L'orientation altitude du tunnel.

Le paramètre C estime l'effet de l'eau souterraine et les conditions de joints se basent sur :

- a) La qualité globale de la masse rocheuse sur la base des paramètres (A et B).
- b) Les conditions des joints (bonne, moyenne, faible).
- c) La quantité des venues d'eau souterraine en galons par minute par 1000 pieds (304.8 m) le longueur du tunnel.

Noter que la classification (SRS) utilise les unités impériales. Ces unités sont maintenues dans cette discussion, trois tableaux de Wickham et al. (1972) sont reproduits dans les tableaux (IV.04, IV.05 et IV.06) ci-après (Heok, 2000) :

Type de base de roche					Structure géologique			
	Dure	Moyen	Fragile	Décomposé				
Ignées	1	2	3	4	Massif	Légèrement Pliée ou faillée	Modérément Pliée ou faillée	Intensivement Pliée ou faillée
Métamorphique	1	2	3	4				
Sédimentaire	2	3	4	4				
Type 1					30	22	15	9
Type 2					27	20	13	8
Type 3					24	18	12	7
Type 4					19	15	10	6

Tableau IV.04 : Paramètre A : Géologie général du secteur (Wickham, 1972)

Espaceur moyen du joint	Azimut \perp à l'axe					Azimut // à l'axe		
	Direction du trajet (drive)					Direction du trajet (drive) l'une ou l'autre direction		
	Les deux (Both)	avec le plongement (With dip)	contre le plongement (Against dip)					
	Dip of prominent joints *					Dip of prominent joints		
	Plat	Plongé	Vertical	Plongé	Vertical	Plat	Plongé	Vertical
1. Joint très fermé, <2 in (50.8mm).	9	11	13	10	12	9	9	7
2. Joint fermé, 2-6 in (50.8-152.4mm)	13	16	19	15	17	14	14	11
3. Joint modéré, 6-12 in (152.4-304.8 mm)	23	24	28	19	22	23	23	19
4. Modéré à bloc, 1-2 ft (304.8-609.6mm)	30	32	36	25	28	30	28	24
5. Bloc à massif, 2- 4 ft (609.6-1219.2mm)	36	38	40	33	35	36	24	28
6. Massif, > 4ft (> 1219.2 mm)	40	43	45	37	40	40	38	34

Tableau IV.05 : Paramètre B : Géométrie du joint, direction du trajet (drive) (Wickam, 1972).

Venues d'eaux prévues gpm/ 1000 ft du tunnel	La somme des paramètres A + B					
	13- 44			45-75		
	condition (état) du joint ^b					
	Bon (Good)	Moyen (Fair)	Faible (Poor)	Bon (Good)	Moyen (Fair)	Faible (Poor)
Aucun	22	18	12	25	22	18
Léger, < 200 gpm	19	15	9	23	19	14
Modéré, 200-100 gpm	15	22	7	21	16	12
fort > 1000 gp	10	08	6	18	14	10

Tableau IV.06 : Paramètre C : Eaux souterraines et conditions des joints. (Wickam, 1972)

a: Pendage : Plat: 0-20°, Plongement : 20-50°, Vertical: 50-90°

b : Les conditions des joints : Bonne = fermée ou cimenté.

Moyenne = fortement altéré ou altéré.

Mauvaise = sévèrement altéré, altéré ou ouvert.

Ces tableaux peuvent être utilisés pour estimer les paramètres pour arriver à la valeur finale du RSR (RSR max = 100) (Hoek, 2000).

Par exemple :

- 1) Une roche métamorphique dure, légèrement plissée et faillée, a une évaluation de $A = 22$ (D'après le tableau V.04).
- 2) La masse rocheuse est modérément fracturée, avec une direction des joints perpendiculaire à l'axe du tunnel et plongeant entre 20° et 30° . Le tableau (V.05) donne une évaluation pour le paramètre B de 24 ($B = 24$). La valeur de $A + B = 46$.
- 3) Les venues d'eau sont entre 200 et 1,000 gallons par minute. Selon le tableau (V.06), l'évaluation du paramètre C est de 16.

La valeur finale du RSR est la somme des valeurs des trois paramètres A, B, et C, donc : $RSR = A + B + C = 22 + 24 + 16 = 62$. (Hoek, 2000).

La qualité de la masse rocheuse est bonne et on n'a pas besoin d'un grand soutènement.

IV.3.3. Le Rock Mass Rating (RMR):

Bieniawski (1973) a introduit la classification géomécanique, elle s'appelle aussi : Rock Mass Rating (RMR). Ce système de classification est basé sur une longue et riche expérience de l'auteur. Il a été conçu à partir de plusieurs dizaines d'étude de cas réels dans les mines d'or de l'Afrique du Sud et enrichie ensuite par les expériences de l'auteur lui-même et celles des autres chercheurs.

Plusieurs améliorations ont été apportées au système RMR, pour cela en compte plus de 268 de cas réel dans les tunnels, les chambres, les mines, les pentes, les fondations et les cavernes rocheuses. La raison pour utiliser le RMR est la facilité d'utilisation sa polyvalence en pratique d'ingénieurs (Bieniawski, 1989).

Dans l'application de ce système, la masse rocheuse est divisée en un nombre de régions structurales ayant chacune des caractéristiques. Habituellement, les limites de régions structurales coïncident avec les structures majeures telles que : failles ou changement du type de la roche (Hoek, 2000).

Le système RMR utilise six paramètres, la note finale est la somme des notes des six paramètres :

1. La résistance de la roche intacte.
2. Rock Quality Designation (RQD).
3. L'espacement des joints ou des discontinuités.
4. Les conditions des joints.
5. Les conditions de perméabilité.
6. L'orientation des joints par rapport à l'ouvrage.

Les cinq premiers paramètres représentent les paramètres de base dans le système de classification (RMR_{basique}). Le sixième paramètre est traité séparément, il sert à ajuster la note finale du RMR, ce sixième paramètre signe négative, représente l'influence de l'orientation des joints sur l'avancement des travaux lors de la réalisation de l'ouvrage. Chacun de ces paramètres est donné une note qui symbolise la description de la masse rocheuse (Bieniwaski, 1989).

$$RMR = RMR_{\text{basique}} + \text{ajustement pour l'orientation des joints} \quad (\text{IV.06})$$

$$\text{Où : } RMR_{\text{basique}} = \sum \text{paramètres}(1+2+3+4+5)$$

Le système RMR fournit une évaluation générale de la masse rocheuse, augmentant avec des notes de 0 à 100.

Paramètre/les propriétés de la masse rocheuse	Rock Mass Rating (évaluation de la classe de la roche)				
	Notes	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21
Classification de la masse rocheuse	Très bonne	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise

Tableau IV.07 : Evaluations de la masse rocheuse selon le système RMR (Bieniawski, 1989)

Les paramètres utilisés dans le système RMR sont :

IV.3.3.1. La résistance de la roche :

La résistance à la compression simple peut être évaluée par l'utilisation de l'essai de la compression simple au laboratoire sur un spécimen de roche. Il est satisfaisant de déterminer approximativement la résistance à la compression simple en utilisant le Point-Load sur des morceaux intacts de la carotte de sondage. La formule utilisée est :

$$R_{cs} = 25 \cdot I_s \quad (\text{IV.07})$$

Où : I_s = Point- Load

Les notes attribuées à la masse rocheuse correspondant aux valeurs de la résistance de la compression simple sont listées dans le tableau (IV.08) :

Description qualitative	Résistance à la compression (MPa)	Résistance ponctuelle Point Load Test (MPa)	Notes
Exceptionnellement forte	>200	8	15
Très forte	100 – 200	4 – 8	12
Forte	50 – 100	2 – 4	07
Moyen	25 – 50	1 – 2	04
Faible	10 – 25	L'utilisation de la résistance à la compression uniaxiale est préférée	02
Très faible	3 – 10	Ne pas utiliser	01
Extrêmement faible	1 – 3	Ne pas utiliser	00

Tableau (IV.08) : Notes RMR sur la base de la résistance à la compression uniaxiale (Bieniawski, 1989).

IV.3.3.2. La qualité de la carotte du sondage :

Elle est estimée selon le RQD (développée précédemment). Les notes attribuées à la masse rocheuse sur la base des valeurs du RQD sont présentées dans le tableau (IV.09) :

S. No.	RQD (%)	La qualité de la roche	Note
1	<25	Très mauvaise	03
2	25 – 50	Mauvaise (poor)	08
3	50 – 75	Moyenne (fair)	13
4	75 – 90	Bonne (good)	17
5	90 – 100	Excellent	20

Tableau (IV.09) : Rock Quality Designation (RQD) pour le système RMR (Bieniawski, 1989).

IV.3.3.3. L'espacement de joints :

En plus des mesures directes, l'espacement des joints peut être évalué aussi à partir de la carotte de sondage, si disponible. Il est assumé que la masse rocheuse contient trois familles des joints. Les notes des différents espacements sont présentées par le tableau (IV.10) :

Description	L'espacement (m)	L'évaluation
Très large	> 3	30
Large	1 – 3	25
Modéré	0.3 – 1	20
Fermé	0.05 – 0.3	10
Très fermé	> 0.05	5

Tableau (IV.10) : L'espacement des discontinuités (Bieniawski, 1989).

S'il y a plus d'une famille de joints et leur espacement varie, la note attribuée à l'espacement c'est la plus faible qui doit être considérée (Edelbro, 2003).

IV.3.3.4. Les conditions de joints :

Elles sont examinées sur les joints qui influencent le plus l'avancement des travaux. En général, la description de la rugosité des épontes et le matériel de remplissage doivent être pris sur la famille de joints la plus lisse et la plus faible. Les notes attribuées à la masse rocheuse pour différentes conditions de joints sont données dans le tableau (IV.11) :

La description	Note
Surfaces très rugueuses et non altérées, épontes de la roche non continues, pas d'ouverture.	30
Surfaces légèrement rugueuses et épontes légèrement altérées. Ouverture < 1 mm.	25
Surfaces légèrement rugueuses et épontes fortement altérées. Ouverture < 1 mm.	20
Surfaces lisses ou épaisseur du matériel de remplissage < 5 mm ou ouverture de 1 - 5 mm, discontinuité continue.	10
Remplissage mou > 5 mm d'épaisseur. Ouverture > 5 mm, discontinuité continue	00

Tableau (IV.11) : Condition des discontinuités (Bieniawski, 1989).

La condition de discontinuités inclut la rugosité et l'altération des épontes, leurs longueurs, séparation et le matériel de remplissage.

IV.3.3.5. L'eau souterraine:

L'eau souterraine a une grande influence sur le comportement de la masse rocheuse, ainsi que sur la classification géomécanique. On tente d'inclure des notes de l'eau souterraine comme elles sont données par le tableau (IV.12) :

L'apport par 10m de la longueur du tunnel (litre/min)	Aucun	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125
Pression d'eau de joint/la contrainte principale majeure	00	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5
La description générale	Complètement sec (dry)	Humide (damp)	Mouille (wet)	Saturé (Dripping)	Écoulement (flowing)
Note	15	10	07	04	00

Tableau (IV.12) : Condition de l'eau souterraine (Bieniawski, 1989).

Les conditions hydrologiques de la masse rocheuse doivent être élaborées. On détermine le flux de l'eau (en litre par minute par 10 m de longueur) dans le cas du tunnel. L'apport de l'eau ou la pression de l'eau doit être déterminé pour estimer la note RMR.

IV.3.3.6. L'orientation par rapport à l'ouvrage :

L'orientation des joints par rapport à l'ouvrage envisagé a une influence importante sur sa stabilité. Bieniawski recommande l'ajustement de la somme des cinq premières notes d'évaluation par une note relative à l'orientation des joints. Cette dernière peut être favorables ou défavorables.

Selon le tableau (IV.13) aucun point n'est soustrait, pour une orientation très favorable de joints, jusqu'à 12 points sont réduits pour des orientations très défavorables de joints dans les tunnels, et jusqu'à 25 pour des orientations très défavorables de joints dans les fondations.

Orientation du joint Azimut et pendage	Très favorable	favorable	Moyen	Très défavorable	Très défavorable
Tunnels et mines	00	-2	-5	-10	-12
Fondations	00	-2	-7	-15	-25
pentés	00	-5	-25	-50	

Tableau (IV.13) : L'ajustement pour l'orientation relative des joints (Bienniawski, 1989).

Il est difficile d'appliquer ces corrections par des diagrammes universels parce qu'une orientation donnée peut être favorable ou défavorable selon les conditions. Ainsi l'application du tableau (V.13) exige l'avis du géologue ou de l'ingénieur expérimenté. L'orientation des familles de joints ne peut être trouvée à partir de sondages courants, mais elle peut être déterminée à partir de la carotte du sondage avec des outils spéciaux (Bienniawski, 1989).

Les tableaux (IV.14) et (IV.15) indiquent l'effet de l'orientation relative des joints sur la stabilité du tunnel et la fondation du barrage.

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		Direction indépendante
Avancement avec le plongement en degrés (°)		Avancement contre le plongement en degrés (°)				
Plongement 45 - 90	Plongement 20 - 45	Plongement 45 - 90	Plongement 20 - 45	Plongement 20 - 45	Plongement 45 - 90	Plongement 0 - 20
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Moyen	Très défavorable	Moyen

Tableau (IV.14) : L'évaluation de l'effet de l'orientation des joints sur les tunnels (les pendages sont le long de l'axe du tunnel) (Bienniawski, 1989).

Plongement 0 – 10	Plongement 10 – 30, Direction du Plongement		Plongement 30 – 60	Plongement 60 – 90
	En amont	En aval		
Très favorable	défavorable	moyen	favorable	défavorable

Tableau (IV.15) : L'évaluation de l'effet de l'orientation des joints sur la stabilité de la fondation du barrage (Bienniawski, 1989).

Le système RMR est très simple à appliquer et les paramètres de classification sont aisément obtenus à partir des sondages ou bien par cartographie souterraine. Il peut être utilisé pour le choix du système de soutènement.

Par Exemple : L'application du RMR dans un tunnel :

Un tunnel creusé travers un granite légèrement altéré avec une famille des joints dominant de plongement de 60° contre l'axe du tunnel. Les conditions du creusement sont prévues à être humides. Les propriétés de la roche à travers les essais sur les carottes de sondage sont :

- 1) L'essai utilisé est le Point – Load, la résistance de la roche intacte est de 8 MPa. Le tableau (V.08) donne une note de 12.
- 2) RQD avec une valeur moyenne de 70%, le tableau (IV.09) donne une note de 13.
- 3) Espacement des discontinuités est de 300mm, le tableau (IV.10) donne une note de 10.
- 4) Les discontinuités sont légèrement rugueuses, le tableau (IV.11) donne une note de 25.
- 5) Les conditions de creusement sont prévues, humides, tableau (IV.12) donne une note de 7.
- 6) Le plongement des joints est de 60° contre la direction du tunnel, en utilisant le tableau qui donne une note de -5.

La somme des valeurs des six paramètres suivant l'équation (IV.07), pour obtenir la valeur du RMR :

$$12 + 13 + 10 + 25 + 7 - 5 = 62, \text{ donc RMR} = 62\%$$

Selon le tableau (IV.14) d'évaluation, le RMR est bon.

La stabilité des excavations continues sans soutènement peut être évaluée à partir de la note RMR en termes de Stand-Up time et de la portée (span) en utilisant le graphe de la figure (IV.02) (Bieniawski, 1993). La précision de cette classification est douteuse, puisqu'elle est influencée par la technique d'excavation, la durabilité et la contrainte in situ, les effets lesquels le système de classification ne les a pas pris en compte. Donc, ce graphe est utilisé seulement pour des objectifs comparatifs (Swart, 2005).

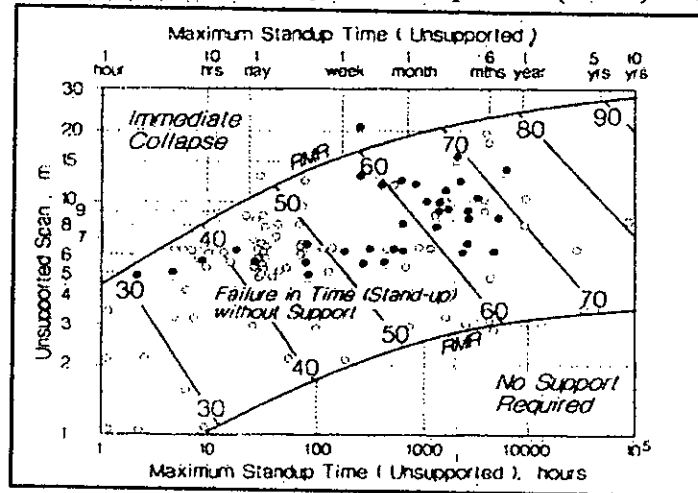


Figure IV.02 : La relation entre la portée non soutenue, Stand up time et RMR (D'après Bieniawski, 1989 et 1993)

La signification de la note finale du système RMR est donnée par le tableau (IV.16) ainsi que le Stand-up time pour des excavations souterraines.

Paramètre/les propriétés de la masse rocheuse	Rock Mass Rating (la classe de la roche)				
Notes	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 21
Classification de la masse rocheuse	Très bonne	bonne	Moyenne (fair)	Mauvaise (poor)	Très mauvaise
Temps de tenue moyen	20 ans Pour 15 m de portée	un an Pour 10 m de portée	1 semaine Pour 5 m de portée	10 heures Pour 2.5 m de portée	30 minutes Pour 1 m de portée
Cohésion de la masse rocheuse	> 400 KPa	300 – 400 KPa	200 – 300 KPa	100 – 200 KPa	< 100 KPa
Angle du frottement de la masse rocheuse	> 45°	35° – 45°	25° – 35°	15° – 25°	< 15°

Tableau IV.16 : Signification des notes d'évaluation dans le système RMR (Bienniawski, 1978).

IV.3.4. Le système Q :

Le système Q a été introduit par Barton, Lien et Lunde 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.

La valeur intrinsèque de l'indice Q est donnée par :

$$Q = \left[\frac{RQD}{J_n} \right] \times \left[\frac{J_r}{J_a} \right] \times \left[\frac{J_w}{SRF} \right] \quad (IV.10)$$

Où :

RQD : Rock Quality Designation du Deere où $RQD \geq 10$ (Deere et al., 1968).

J_n : Le nombre des familles du joint.

J_r : La valeur de la rugosité de joints (de la famille de joints ou de discontinuités la moins favorable).

J_a : Le nombre de l'altération de joints (de la famille de joints ou de discontinuités la peu favorable).

J_w : L'eau du joint et le facteur de réduction de pression.

SRF : Le facteur de réduction de la contrainte.

Le système Q original utilise les six paramètres suivants (Barton et al., 1974) :

1. Le RQD (Rock Quality Designation).
2. Le nombre des familles du joint (J_n).
3. La rugosité du joint (J_r).
4. Le degré de l'altération du joint (J_a).
5. Les conditions de l'eau y des joints (J_w).
6. Le facteur de la réduction de la contrainte (SRF).

Les paramètres géotechniques fondamentaux du système Q sont (Baron, 1988) :

- La taille du bloc.
- la résistance minimale de cisaillement inter - bloc.
- Les contraintes actives globales et hydrauliques.

Les paramètres géotechniques fondamentaux du système Q sont représentés par les rapports suivants (Barton, 2002) :

- la taille relative du bloc = RQD / J_n .
- La résistance au cisaillement inter-blocs = J_r / J_a .
- La contrainte active globale et hydraulique J_w / SRF .

La valeur de la résistance au cisaillement entre les blocs retenus doit être celle de la famille critique de joints, c'est-à-dire, la famille de joints la plus défavorable pour

la stabilité d'un bloc principal de roche. L'orientation des joints n'est pas incluse dans le système Q, puisque elle n'est pas un paramètre important, elle est incluse, le système Q se perdrait sa simplicité.

L'utilisation du système Q est recommandée spécialement pour les tunnels et les cavernes. La masse rocheuse est classée dans neuf catégories (09) basées sur la valeur du système Q (Tableau IV.17).

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

Tableau IV.17 : La classification de la masse rocheuse basée sur les valeurs du Système Q (Barton et al., 1974).

IV.3.5. Le Geological Strength Index (GSI):

Le Geological Strength Index est considéré comme un complément du critère généralisé de rupture de la roche. Il sert à estimer la réduction de la résistance du massif rocheux pour les conditions géologiques différentes. Le système GSI donne note estimée à partir de la structure de la roche masse et les conditions de surface de discontinuités. Le GSI est une note sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre (5 et 95), et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI s'appuie donc sur une observation directe de la structure de la masse rocheuse. L'application directe de la valeur GSI sert à estimer les paramètres du critère de la résistance de Hoek-Brown pour les masses rocheuses (Tableau V.18) (Hoek et al., 1995).

Valeur du GSI	76 - 95	56 - 75	41 - 55	21 - 40	< 20
Qualité de massif rocheux	Très bon	Bon	Moyen	Mauvais	Très mauvais

Tableau IV.18 : GSI et la qualité du massif rocheux (Hoek et al., 1995)

Hoek et Brown (1997) n'ont pas recommandé l'utilisation spécifique du système Q ; plutôt ils sont recommandés l'utilisation directe du système de GSI. Ils précisent l'importance d'effectuer la classification sur une masse rocheuse qui n'a pas été fracturée ou endommagée par les explosifs ou les excavations.

Les valeurs du GSI sont représentées en détaille dans les Tableaux (IV.19, IV.20, IV.21, IV.22) suivantes :





GENERALISED HOEK-BROWN CRITERION		SURFAC CONDITIONS	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered, and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	TRES MAUVAISE Surfaces fortement altérées, slickensided avec des couches argileuses tendres (soft) ou des remplissages
STRUCTURE							
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left[m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right]^a$ <p> σ_1' = majeur principal effective stress at failure σ_3' = minor principale effective stress at failure σ_c = uniaxial compressive strength of intact pieces of rock m_b, s et a = are constants which depend on the composition, structure and surface conditions of the rock mass </p>							
	BLOCKY Very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	m_b/m_i s a E_m v GSI	0.60 0.190 0.5 75,000 0.2 85	0.40 0.062 0.5 40,000 0.2 75	0.26 0.015 0.5 20,000 0.25 62	0.16 0.003 0.5 9,000 0.25 48	0.08 0 0.5 3,000 0.3 30
	VERY BLOCKY Interlocked, partially undisturbed rock mass with multi-faceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	m_b/m_i s a E_m v GSI	0.40 0.062 0.5 40,000 0.2 75	0.29 0.021 0.5 24,000 0.25 65	0.16 0.003 0.5 9,000 0.25 48	0.11 0.001 0.5 5,000 0.25 38	0.07 0 0.53 2,500 0.3 25
	BLOCKY/SEAMY Folded and/or faulted with angular blocks, formed by many intersecting discontinuity sets.	m_b/m_i s a E_m v GSI	0.24 0.012 0.5 18,000 0.25 60	0.17 0.004 0.5 10,000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6,000 0.25 40	0.08 0 0.5 3,000 0.3 30	0.06 0 0.55 2,000 0.3 20
	CRUSHED Poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	m_b/m_i s a E_m v GSI	0.17 0.004 0.5 10,000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6,000 0.25 40	0.08 0 0.5 3,000 0.3 30	0.06 0 0.55 2,000 0.3 20	0.04 0 0.60 1,000 0.3 10

Tableau IV.19 : L'évaluation de constantes des masses rocheuses non remaniées (Hoek, Kaiser et Bawden, 1995)

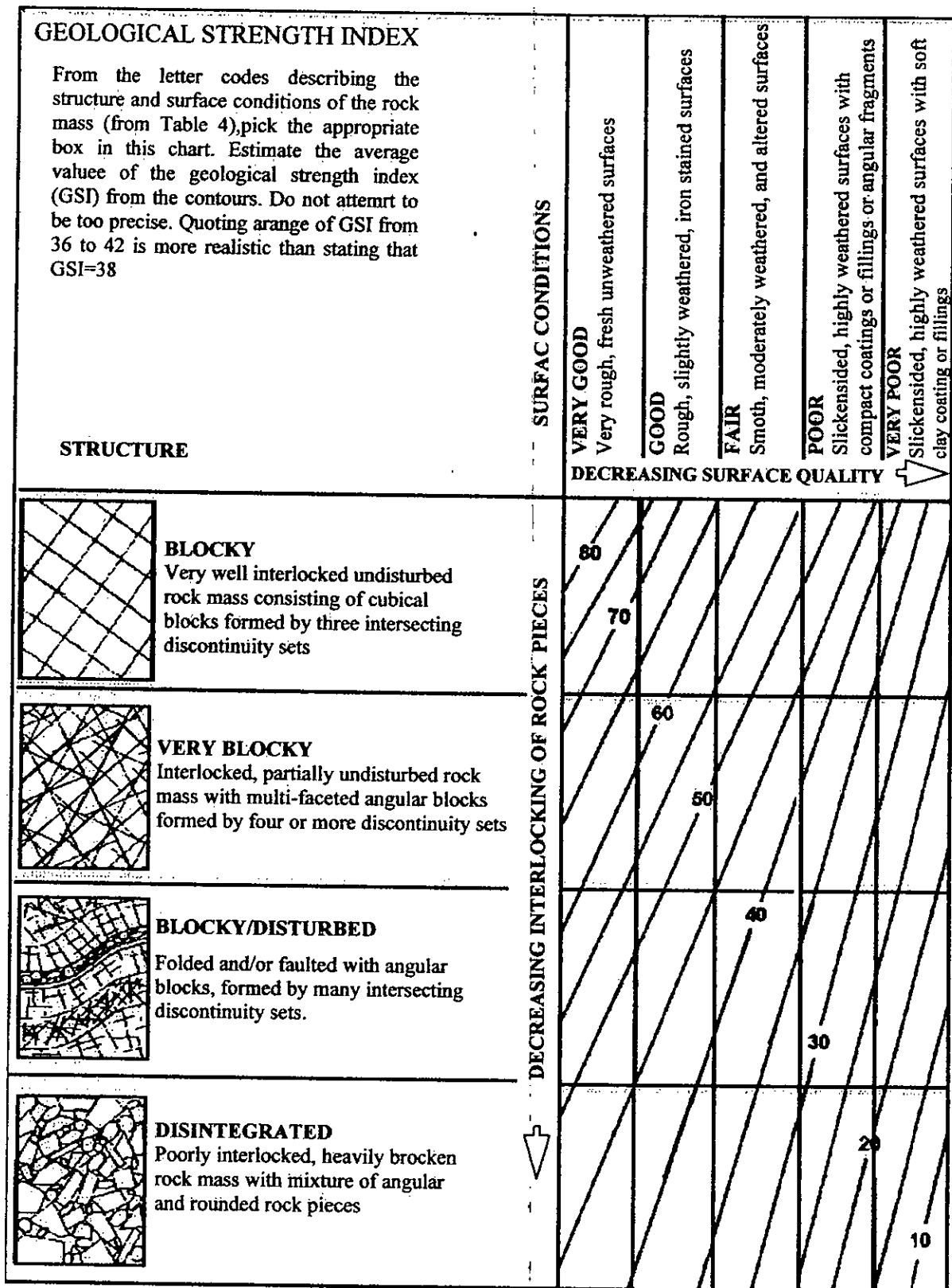


Tableau IV.20 : L'évaluation du Geological Strength Index (GSI) (Hoek et al., 1997)








<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR BLOCKY JOINTED ROCKS</p> <p>From a description of the structure and surface conditions of the rock mass, pick an appropriate box in this chart. Estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 36 to 42 is more realistic than stating that GSI =38. It is also important to recognize that the Hock-Brown criterion should only be applied to rock masses where the size of individual blocks or pieces is small compared with the size of the excavation under consideration. When the individual block size is more than about one quarter of the excavation size, the failure will be structurally controlled and Hoek-Brown criterion should not be used.</p>		<p>SURFAC CONDITIONS</p> <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 coating or fillings</p>				
<p>STRUCTURE</p>		<p>DECREASING SURFACE QUALITY </p>				
	<p>INTACTE OU MASSIVE Rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	80	N/A	N/A	N/A	N/A
	<p>VERY BLOCKY Well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70	N/A	N/A	N/A
	<p>BLOCKY Interlocked, partially undisturbed rock mass with multi-faceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets</p>	80	60	50	N/A	N/A
	<p>BLOCKY/DISTURBED Folded and/or faulted with angular blocks, formed by many intersecting discontinuity sets.</p>	80	40	30	N/A	N/A
	<p>DISINTEGRATED Poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>	80	30	20	N/A	N/A
	<p>FOLIATED/ SHEARED Lack of blockiness due to shistosity prevailing over other discontinuities</p>	N/A	N/A	N/A	N/A	10

Tableau IV.21 : L'évaluation GSI pour des masses rocheuses en blocs (blocky) (Hoek et Karzulovic, 2001)


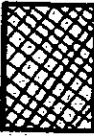




		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE : Rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY : Well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY : Interlocked, partially undisturbed rock mass with multi-faceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY : Folded with angular blocks, formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or shistosity			40	30	
	DISINTEGRATED : Poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	FOLIATED/ SHEARED : Lack of blockiness due to close spacing of weak shistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Tableau IV.22 : L'évaluation du GSI selon le programme « Roclab » (Hoek, 2002).

IV.3.6. Le système Dam Mass Rating (DMR) :

Le système **DMR : Dam Mass Rating** a proposé par Romana (2003) comme une nouvelle classification géomécanique adaptée aux fondations des barrages. Il est une adaptation du système RMR qui donne des directives expérimentales pour plusieurs aspects pratiques dans l'ingénierie des barrages et l'évaluation de leurs fondations dans les études préliminaires. En prenant en compte les effets de l'anisotropie de la masse rocheuse et la saturation de l'eau (Romana, 2003, 2004).

L'utilisation du système RMR pour les fondations des barrages rencontre plusieurs difficultés qui sont (Romana, 2003, 2004) :

- La pression de l'eau n'est pas prise en compte.
- Il n'y a pas des bonnes règles pour la quantification du facteur d'ajustement pour l'orientation des joints.
- Il y a des changements dans la roche intacte, la masse rocheuse et les joints issus par les changements des types d'altération.

Par contre, l'ingénierie du barrage a besoin d'évaluations rapides pour certains points (Romana, 2003, 2004) :

- Une adaptation générale du site pour chaque type du barrage.
- La profondeur d'excavation des roches altérées (si nécessaires) et la quantité requise pour le traitement de la fondation.
- Il ne peut pas y avoir seulement un facteur d'ajustement et une directive unique.

Le système DMR pour les cinq premiers termes est le même que RMR, la différence réside dans le cinquième paramètre. Dans le DMR ce cinquième paramètre (WR) est lié à la pression de l'eau, il en prend une note de 15 au maximum.

La meilleure méthode pour déterminer ce paramètre est l'utilisation du rapport r_u (pression de l'eau).

$$r_u = u/\sigma_v \quad (IV.09)$$

u est la pression de l'eau et σ_v est la contrainte verticale totale.

L'estimation de WR peut être rapprochée par la formule :

$$WR = 10 \log (1/r_u) - 1.5 \quad (\text{valable pour } 0.02 < r_u < 0.7) \quad (IV.10)$$

Le tableau IV.23 donne des valeurs de (WR) en fonction de (r_u)

WR	15	10	7	4	0
r_u (1)	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5
r_u (2)	0-0.2	0.07	0.14	0.28	0.7

Tableau IV.23 : La relation entre (WR) et (r_u)

(1) : Bieniawski

(2) : formule

Autour du barrage (r_u) change dans chaque point selon la géométrie de la vallée, le niveau d'eau, et l'efficacité des rideaux d'injection. Par conséquent il serait nécessaire de faire un modèle tridimensionnel d'écoulement sous le barrage et dans le terrain entourant pour déterminer les valeurs exactes de (r_u). Quelque soit, $r_u > 0.4$ pour tous

les points en amont, le paramètre WR aura des valeurs moins de 2.5.

On définit alors "un RMR sec basique" (RMR_{DB}) comme la somme des quatre premiers paramètres de RMR plus 15.

Dans la stabilité des barrages contre le glissement, Bieniawski et Orr (1976) ont proposés des facteurs d'ajustement pour l'effet de l'orientation de joints dans la stabilité horizontale (voir le système RMR, tableau IV.22).

Snell et Knigh (1991) ont approchés systématiquement le problème de la stabilité du barrage tenant en compte toutes les forces et les contraintes agissantes sur le barrage.

Ces nouveaux facteurs d'ajustement s'accordent à l'orientation principale de discontinuités. Les valeurs numériques données par Bieniawski ont été retenues (Tableau IV.24).

Type du barrage	TF	F	M	D	TD
	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Enrochement	Autres	10 - 30 AV	0 - 10 A	-	-
Poids	10 - 60 AV	30 - 60 AM 60 - 90 A	10 - 30 AM	0 - 10 A	-
Voute	30 - 60 AV	10 - 30 AV	30 - 60 AM 60 - 90 A	10 - 30 AM	0 - 10 A
R_{STA}	0	- 2	- 7	- 15	- 25

Tableau IV.24: les facteurs d'ajustement pour la stabilité du barrage (R_{STA}) selon l'orientation des joints (Romana, 2003).

AV : pendage en aval, Am : pendage en amont, A : aucun pendage
Les barrages en poids incluent les barrages CVC et RCC

Quand la direction du plongement des joints significatifs n'est pas parallèle à l'axe du barrage, le risque du glissement diminue due aux difficultés géométriques à glisser. Il est possible de tenir en compte cette note multipliant l'effet du facteur d'ajustement pour la stabilité du barrage R_{STA} , par un facteur de correction géométrique :

$$CF = (1 - \sin(\alpha_d - \alpha_j))^2 \quad (\alpha_d > \alpha_j) \quad (IV.11)$$

$$CF = (1 - \sin(\alpha_j - \alpha_d))^2 \quad (\alpha_j > \alpha_d) \quad (IV.12)$$

Où :

CF : correction facteur

α_d : est la direction de l'axe du barrage.

α_j : est la direction du pendage du joint significatif.

$$DMR_{STA} = RMR_{BD} + (CF \times R_{STA}) \quad (IV.13)$$

Où :

DMR_{STA} : DMR relié à la stabilité du barrage.

RMR_{BD} : le RMR basique sec.

CF : correction facteur.

R_{STA} : le facteur d'ajustement.

Actuellement, il n'y a pas assez de données pour établir une corrélation entre la valeur du (DMR_{STA}) et le degré de sécurité du barrage contre le glissement. Comme règle générale, Romana (2003) suggère:

$DMR_{STA} > 60$	Aucun risque de glissement.
$60 > DMR_{STA} > 30$	Glissement probable.
$30 > DMR_{STA}$	Glissement très probable.

La méthode du DMR peut être utile pendant l'évaluation des conditions de sécurité des anciens barrages, lesquels ne sont pas bien documentés techniquement (Roman, 2004).

IV.4. Corrélation entre les systèmes de classification :

Pour la corrélation entre le système RMR et le système Q, Bieniawski (1976) est le premier auteur qui suggère cette corrélation. Il a utilisé 117 cas impliquant 68 en Scandinave, 28 en Afrique du Sud et d'autres 21 aux États-Unis. Il a proposé la relation suivante :

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (IV.14)$$

Rutledge et Preston (1978) ont proposé une relation différente :

$$RMR = 5.9 \ln Q + 43 \quad (IV.15)$$

D'autres relations sont proposées par différents auteurs :

Moreno (1980) :

$$RMR = 5.4 \ln Q + 55.2 \quad (IV.16)$$

Cameron et al. (1981) :

$$RMR = 5.4 \ln Q + 55.2 \quad (IV.17)$$

Abad et al. (1984) :

$$RMR = 10.5 \ln Q + 41.8 \quad (IV.18)$$

Ces relations ne sont pas fiables selon Geol et al. (1995), qui a évalué ces approches sur la base de 115 de cas. Puisque les deux systèmes ne tiennent pas en compte les mêmes paramètres, et par conséquent ne sont pas équivalents.

Hoek et al. (1995) suggèrent des corrélations pour calculer GSI à partir de les deux systèmes de classification RMR et Q.

Le calcul du GSI à partir du système RMR est comme suit (Hoek et al., 1995);

$$\text{Pour RMR}_{76}' > 18, \text{ on obtient : } \text{GSI} = \text{RMR}_{76}' \quad (\text{IV.19})$$

$$\text{Pour RMR}_{89}' > 23, \text{ on obtient : } \text{GSI} = \text{RMR}_{89}' - 5 \quad (\text{IV.20})$$

Pour les deux versions, les conditions sèches devraient être pris en compte – i.e., assigner une évaluation de 10 dans le RMR₇₆' et une évaluation de 15 dans le RMR₈₉' pour le paramètre de l'eau souterraine dans chaque système de classification. En outre, aucun ajustement pour l'orientation de joints, puisque les conditions de l'eau et l'orientation de joints devraient être évaluées durant les analyses de la masse rocheuse (Hoek et al., 1995).

Le système RMR devrait être utilisé pour évaluer GSI seulement pour des masses rocheuses de meilleur qualité (i.e., pour GSI > 25 et la valeur du RMR₇₆' > 18 et RMR₈₉' > 23). Il est difficile d'évaluer RMR à partir du tableau de Bieniawski (1976), pour des masses rocheuses de très mauvaise qualité (Hoek et Brown, 1997). Pour cela, dans ces cas Hoek et al., (1995) sont suggérés d'utiliser le système Q pour calculer GSI au lieu d'utiliser le système RMR.

Pour toute les valeurs du système Q :

$$\text{GSI} = 9 \ln Q' + 44 \quad (\text{IV.21})$$

IV.5. Classification de la masse rocheuse de site du barrage de Beni Haroun :

La classification de la masse rocheuse est un des moyens de donner une valeur numérique à la qualité probable d'une masse rocheuse, basée sur des paramètres facilement à mesurer (Goodman, 1989).

La classification de la masse rocheuse est un processus utile à l'évaluation des conditions de la masse rocheuse dans la fondation des barrages, tunnels, excavation souterraine...etc. et pour comparer les différents qualités des masses rocheuses.

Les systèmes de classification les plus répandus dans le monde pour évaluer numériquement la qualité de la masse rocheuse, sont le système RQD, le système RMR Bieniawski (1989) et le système GSI (Hoek, 1995 ; Hoek et al., 1995).

IV.5.1. Classification de la masse rocheuse selon le système RQD :

Le RQD, Deere (1964), est un indice pour évaluer quantitativement la qualité de la roche. A partir des données des sondages obtenus, on calcule la valeur moyenne du RQD de la masse rocheuse du site du barrage de Beni Haroun.

Généralement, on considère une tranche de 10 m dans le calcul du RQD dans le cas tunnels puisque généralement le diamètre des tunnels autoroutiers ou de chemins de fer est de 10 m, par contre dans les barrages, on considère une tranche plus importante de (20 m) ou plus dans le calcul du (RQD).

On a choisi une tranche de l'ordre de (20m) pour le calcul du (RQD). Le tableau (IV.25) représente un exemple de calcul pour une tranche de (20m) pour un sondage

Forage BH- 12, prof de 40 à 60 m : Calcaire				
prof sup.	prof inf	delta mètres	RQD (%)	RQD x delta mètres
40	42.75	2.75	95	261.25
42.75	45	2.25	60	135
45	49	4	15	60
49	50	1	70	70
50	52	2	80	160
52	53	1	85	85
53	54	1	90	90
54	55.75	1.75	85	148.75
55.75	57	1.25	90	112.5
57	59.5	2.5	75	187.5
59.5	60	0.5	95	47.5
RQD moyenne du sondage			68%	

Tableau IV.25 : Exemple de calcul du RQD pour une tranche de (20m)

$$\text{Ex : RQD} = \sum (\text{RQD} \times \text{delta mètres}) / 20\text{m} = 68\%$$

La valeur finale calculée du (RQD) est (57%). Selon Deere (1968) la masse rocheuse du site du barrage de Beni Haroun est de qualité moyenne.

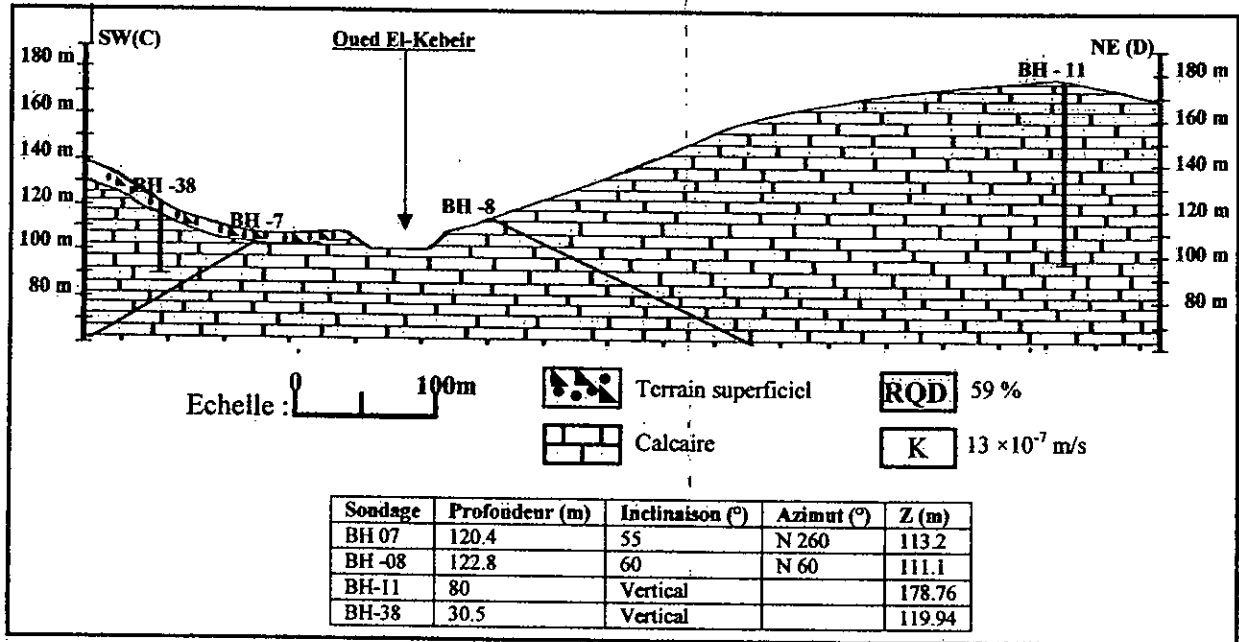


Figure IV.03 : Coupe géotechnique parallèle à l'axe du barrage

La figure (IV.03) présente une coupe géotechnique parallèle à l'axe du barrage. Elle montre que la masse rocheuse de fondation du barrage est présentée par des calcaires et à des profondeurs considérables (plus de 100 m).

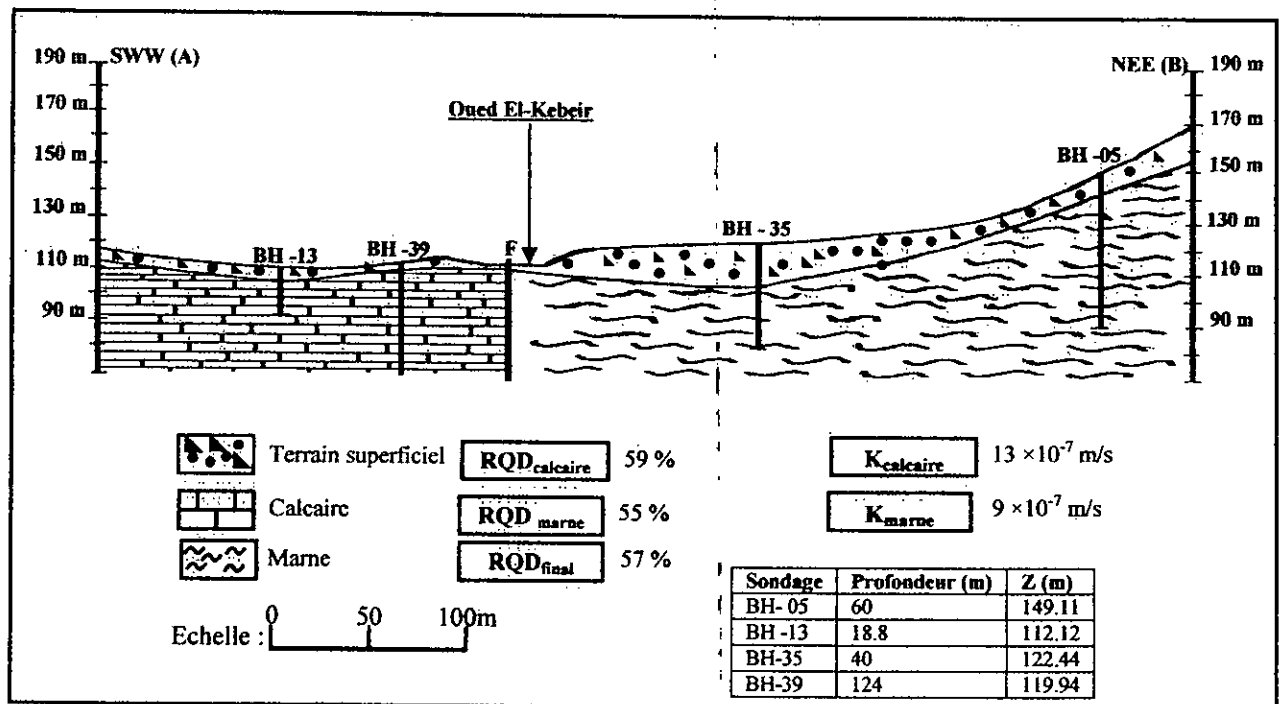


Figure IV.04 : Coupe géotechnique coupe l'axe du barrage

La figure (IV.04) représente une coupe géotechnique qui coupe l'axe du barrage. Elle montre un contact anormal entre les calcaires et les marnes, provoqué la montée des marnes à cause d'une faille verticale probable.

IV.5. 2. La classification de la masse rocheuse selon le système RMR :

La valeur finale du (RMR) est obtenue par la somme des notes des paramètres, selon l'équation (IV.07):

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

$$\text{Donc : RMR} = 12 + 13 + 20 + 25 + 07 - 25 = 52$$

$$\text{La valeur finale est : RMR} = 52\%$$

Les notes attribuées à chaque paramètre dans le système RMR pour le cas du barrage de Beni Haroun sont présentées dans le tableau (IV.26) :

Les paramètres	Les notes (%)
La résistance de la roche intacte (Point Load) : (06 MPa)	12
Le RQD (Rock Quality Designation) : (≥ 50 %)	13
L'espacement des joints ou des discontinuités (0.30 à 0.62 m)	20
Les conditions des joints (légèrement rugueuses et altérées)	25
La condition de l'eau souterraine (wet)	07
L'ajustement de l'orientation des joints (60° à 90°)	- 25
La valeur finale du système RMR	52

Tableau IV.26 : Calcul du système (RMR).

Selon le tableau (IV.07), la valeur du RMR obtenue est 52%, elle correspond à la classe 60% – 41% : donc la masse rocheuse de site de barrage est de qualité moyenne.

Le tableau (IV.16) de Bieniawski (1989) permet d'estimer la cohésion et l'angle de frottement interne de la masse rocheuse à partir de la note du RMR obtenue :

$$\Phi = 25^\circ - 35^\circ$$

$$C = 200-300 \text{ KPa}$$

IV.5.3. La classification selon GSI :

L'indice GSI sert à estimer la réduction de la résistance de la masse rocheuse pour différentes conditions géologiques, il alors s'appuie donc sur une observation directe de la structure d'elle.

IV.5.3.1. L'évaluation du GSI par la méthode directe:

On utilisant le programme Roclab pour estimer le (GSI). La masse rocheuse est partiellement remaniée avec des blocs angulaires à plusieurs facettes formés par trois familles prédominantes. Les Surfaces des discontinuités sont rugueuses, légèrement altérées, l'ouverture ≤ 1 mm soit remplie par la calcite soit vide, on déduit que les discontinuités ont des surfaces plus ou moins lisses.

On applique ces descriptions de la masse rocheuse et les conditions des surfaces des discontinuités dans le programme Roclab, on obtient un GSI de 55

Même résultat, La masse rocheuse du site du barrage est de qualité moyenne.

IV.5.3.2. L'évaluation du GSI à partir du RMR :

Le RMR est utilisé seulement pour évaluer GSI pour des masses rocheuses de bonne qualité (i.e., pour $GSI > 25$ et la valeur du $RMR_{76} > 18$ et $RMR_{89} > 23$). Selon l'équation (IV.32) pour $RMR_{89} > 23$, c'est notre cas ($RMR_{89} = 52 > 23$) :

$$GSI = RMR_{89} - 5 = 52 - 5 = 47$$

Selon le tableau (IV.50) et pour $GSI = 47$, montre que la masse rocheuse de site de Beni Haroun est de qualité moyenne.

IV.5.4. Le système DMR (Dam Mass Rating) :

Le système DMR a proposé par Romana (2003) comme une nouvelle classification géomécanique adaptée aux fondations des barrages. Il donne les directives expérimentales pour plusieurs aspects pratiques dans l'ingénierie des barrages.

$$RMR_{BD} = 12 + 13 + 20 + 25 + 15 = 85$$

$$\text{Alors } (RMR_{BD} = 85 \%)$$

On calcule le facteur de correction géométrique (CF) pour les intervalles des deux familles qui affectent les masses rocheuses de site de barrage. On a :

- Les directions des deux familles de discontinuités: N 65° à 70E et N 75° à 85 °E.
- La direction d'axe du barrage est $\alpha_d = N 65^\circ$.
- Le R_{STA} est évalué selon le tableau (IV.24), Romana (2003). Le plongement des joints est compris entre 60° et 90°, pour les barrages poids, l'évaluation qui correspondante est $R_{STA} = - 2$.
- $DMR_{STA} = RMR_{BD} + (CF_1 \times R_{STA})$

Le pendage de la famille	N 65°E	N 70°E	N 75°E	N 85°E
CF	1	0.0075	0.028	0.12
R_{STA}	-2	-2	-2	-2
RMR_{BD}	85	85	85	85
DMR_{STA}	83	84.985	84.944	84.76
	$DMR_{STA} > 60$			

Tableau IV.27 : Détermination des notes du système (DMR)

Selon Romana (2003), $DMR_{STA} > 60$, le barrage poids de Beni Haroun est stable, il ne présente aucun risque vis à vis du glissement.

IV.6. Conclusion :

La masse rocheuse du site du barrage de Beni Haroun selon les trois systèmes de classifications RQD, RMR et GSI est de qualité moyenne. Le barrage est stable contre le glissement selon le système DMR.

La classification	Les notes	La classe
RQD	59 %	Moyenne
RMR	52 %	Moyenne
GSI (selon RMR)	47	Moyenne
GSI (selon Roclab)	55	Moyenne

Tableau IV.28 : Classification de la masse rocheuse du site du Barrage de Beni Haroun

Chapitre V :

*Résistance mécanique
et rupture de la masse
rocheuse*

V.1.Introduction :

La résistance de la masse rocheuse fracturée est certainement difficile à évaluer. Les essais de laboratoires sur les échantillons de carottes ne sont pas représentatifs pour une masse rocheuse d'un volume sensiblement plus grand. D'autre part, les essais in situ de la résistance mécanique de la masse roche ne sont pas exigés que dans des cas bien spéciaux, car ils doivent être justifiés économiquement (Sjöberg, 1997).

La stabilité des excavations, de pentes ou de fondations dans les masses rocheuses dépend non seulement sur les conditions structurales mais aussi sur les contraintes préexistantes et la résistance de la roche.

V.2. Les critères empiriques de rupture pour la roche intacte :

La résistance de la roche intacte a été décrite par plusieurs critères de rupture qui sont basés sur des études empiriques. Les équations proposées des critères sont basées sur les essais de laboratoire, effectués sur des échantillons de la roche intacte.

Les expressions des critères empiriques existants de la roche intacte sont données dans le tableau (V.01). Les paramètres de chaque critère de rupture sont des constantes dépendant des propriétés de l'échantillon de la roche.

L'équation de rupture	Développement /commentaires	Auteur
$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = a + b (\sigma_1 + \sigma_3)$	Généralisation empirique de la théorie de Griffith pour la roche intacte	Fairhurst (1964)
$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 + F\sigma_3^f$	Données d'essai empiriques adaptées à la roche intacte	Hobbs (1964)
$\sigma_1 = \sigma_c + a \sigma_3^b$		Murrel (1965)
$(\tau_m - \tau_0) / \sigma_c = D \sigma_m / \sigma_c ^c$	Courbe empirique adaptée à la roche intacte	Hoek (1968)
$\sigma_1 = \sigma_c + a \sigma_3$	Essais triaxiaux sur les roches tendres	Bodonyi (1970)
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c^{1-B} b (\sigma_1 + \sigma_3)^B$	Courbe empirique adaptée à 500 échantillons de roche	Franklin (1980)
$\sigma_1 = \sigma_3 + (m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2)^{1/2}$	Application de la théorie de Griffith et courbe empirique adaptée. Pour roche intacte et masses rocheuses fortement fracturées	Hoek & brown (1980)
$(\sigma_1 / \sigma_c) = a + b (\sigma_3 / \sigma_c)^a$	Courbe empirique adaptée à 700 échantillons de roche. Pour roche intacte et masses rocheuses fortement fracturées	Bieniawski (1974), Yudhbir et al., (1989)
$\sigma_1 = \sigma_3 + a \sigma_3 (\sigma_c / \sigma_3)^b$	Appliqués à 80 échantillons de roche	Ramamurthy et al., (1989)
$\sigma_1' = \sigma_c + [(M/B) \sigma_3' + 1]^B$	Courbe empirique pour sols et roches	Johnston (1985)
$\sigma_1 = \sigma_c + [1 + (\sigma_3 / \sigma_c)]^b$	Pour roche intacte et masses rocheuses fortement fracturées	Balmer (1952), Sheorey et al., (1989)
$\sigma_1 = \sigma_3 + A\sigma_c [(\sigma_3 / \sigma_c) - S]^{1/B}$	A, B et S sont des paramètres de résistance	Yoshida (1990)

Tableau V.01 : Critères de rupture pour la roche intacte (Edelbro, 2003).

Avec :

$$\tau_m = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \text{ et } \sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2.$$

τ_m : est la contrainte de cisaillement.

σ : est la contrainte normale.

σ_c : est la résistance à la compression uniaxiale

σ_t : est la résistance à la traction.

σ_1 : est la contrainte principale majeure.

σ_3 : est la contrainte principale mineure.

$\sigma_1'_n$: est la contrainte principale effective majeure normalisée

$\sigma_3'_n$: est la contrainte principale effective mineure normalisée

a, b, F, f, C, D, B, M et α sont des constantes

Certains de ces critères de ruptures ont été développés aussi comme des critères de rupture de la masse rocheuse, avec des ajustements appropriés associées à l'indice de la classification de la roche tels que : RMR, GSI.

V.3. Les critères empiriques pour les masses rocheuses:

En définissant les conditions existantes dans la masse rocheuse de façon analytique, la résistance mécanique de la masse rocheuse peut être prévue par un critère de rupture par l'utilisation des techniques analytiques ou numériques appropriées. Deux variables définissent le comportement de la roche, à savoir les contraintes et les déformations. La première a été la plus largement utilisée pour formuler les critères de rupture. Tous les critères empiriques définissent ainsi la résistance à la rupture et non pas la résistance en relation avec la déformation.

En plus des essais de laboratoire, les critères de rupture de la masse rocheuse utilisent souvent des paramètres tirés de la classification de la masse rocheuse. Les critères de rupture les plus utilisées sont résumés dans le tableau (V.02).

L'équation de la rupture	Commentaires	Auteur
$\tau_r = c + \sigma_n (\tan\phi)$	En fonction de C et ϕ	Mohr-Coulomb
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} [m(\sigma_3'/\sigma_{ci}) + s]^b$	Version de 2002	Hoek & Brown (1980)
$\sigma_1 = A\sigma_{ci} + B \sigma_{ci} (\sigma_3/\sigma_{ci})^\alpha$	A est un paramètre sans dimension B est un constant du matériel rocheux, α est suggéré = 0.65	Yudhbir et al (1983)
$\sigma_1 = \sigma_{cm} [1 + (\sigma_3/\sigma_{cm})]^{bm}$	Utilise la valeur de RMR ₇₆	Sheorey et al., (1989)
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_3' \cdot B_j \left(\sigma_{cj}' / \sigma_3' \right)^{a_j}$	Version de 2001	Ramamurthy, (1995)

Tableau V.02 : Quelques critères de rupture de la masse rocheuse (Edelbro, 2003, modifié).

V.4. Le critère de rupture de Mohr – Coulomb :

Le critère de Mohr-Coulomb est le plus simple des critères de rupture pour les roches. Il est représenté par une droite, dite courbe intrinsèque, tangente au cercle de Mohr, et exprimé en terme de contrainte normale et contrainte de cisaillement sur le plan de rupture (Goodman, 1989).

Une des raisons de l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb en mécanique des roches, c'est sa simplicité, il est facile à comprendre et simple à utiliser. Pour utiliser le critère de Mohr-Coulomb on doit tenir en compte (Edelbro, 2003) :

- Le mécanisme de rupture est un cisaillement.
- La relation entre la contrainte normale et de cisaillement est obtenue par des essais expérimentaux. Habituellement, ces essais montrent un comportement non-linéaire.
- Si la contrainte normale est une traction, la supposition d'un frottement interne est sans signification, ainsi qu'une limite de $\sigma_3 = \sigma_t$ normalement est appliquée.

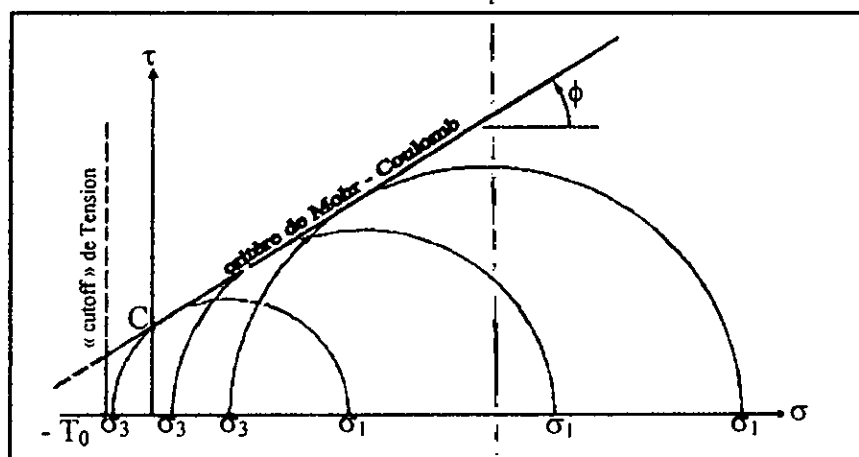


Figure V.01 : Le critère de rupture de Mohr – Coulomb avec un cutoff de tension (Goodman, 1989)

Dans une publication classique, Coulomb (1776) postule que la résistance au cisaillement de la roche et du sol se compose en deux composantes :

- Une cohésion.
- Une résistance dépendante de la contrainte normale et de frottement.

Ainsi, la résistance au cisaillement qui peut être développée sur un plan tel que (ab) sur la figure (VI.02), est définie suivant la relation (V.01):

$$\tau_r = c + \sigma_n (\tan \phi) \quad (\text{V.01})$$

Où :

τ_r : est la contrainte de cisaillement le long du plan de rupture

c : est la cohésion

σ_n : est la contrainte normale agissante sur le plan de cisaillement

ϕ : est l'angle de frottement interne du plan de cisaillement

L'équation (V.01) signifie que la rupture se produit, quand la contrainte de cisaillement appliquée moins la résistance par frottement associée avec la contrainte normale sur le plan de rupture devient égale à une constante de la roche appelée cohésion (c).

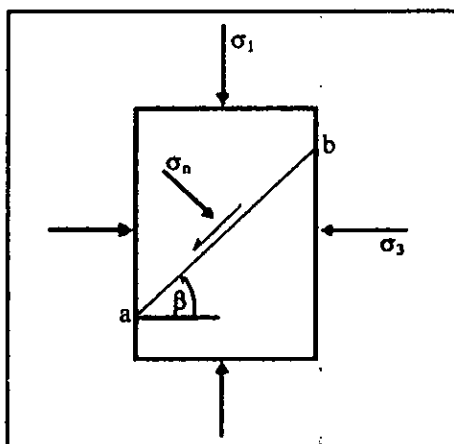


Figure V.02 : La résistance au cisaillement sur le plan (ab)

En appliquant les équations de la transformation de la contrainte dans le cas montré sur la figure (V.02), on obtient (Brady&Brown, 2004) :

$$\sigma_n = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta \quad (\text{V.02})$$

$$\text{Et : } \tau = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta \quad (\text{V.03})$$

Substitution de (σ_n) et $(\tau_r = \tau)$ dans l'équation (V.01) et le réarrangement donne la condition limite de la contrainte sur tout le plan est définie par l'angle (β) :

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\sin 2\beta + \tan \phi (1 - \cos 2\beta)]}{\sin 2\beta - \tan \phi (1 + \cos 2\beta)} \tag{V.04}$$

$$\sigma_1 = [(2c \cos \phi) / (1 - \sin \phi)] + [(1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)] \sigma_3 \tag{V.05}$$

Avec :

β : est l'angle entre le plan de cisaillement et l'horizontale

c : est la cohésion

σ_3 : est la contrainte principale mineure

ϕ : est l'angle de frottement interne du plan de cisaillement

V.5. Le critère de Mohr – Coulomb appliqué aux masses rocheuses:

Presque tout logiciel d'analyses en mécanique des roches et des sols est écrit en termes de critère de Mohr-Coulomb. Par conséquence, il est souhaitable de trouver l'équivalent des paramètres c, ϕ de Mohr-Coulomb dans le critère non linéaire de Hoek-Brown. Ceci permettrait au critère de Hoek -Brown d'être utilisé comme une entrée à l'analyse numérique. La dernière version pour adapter une relation linéaire moyenne avec la courbe produite par le critère Hoek- Brown généralisé a été faite en 2002, (FigureV.03) (Hoek et al., 2002)

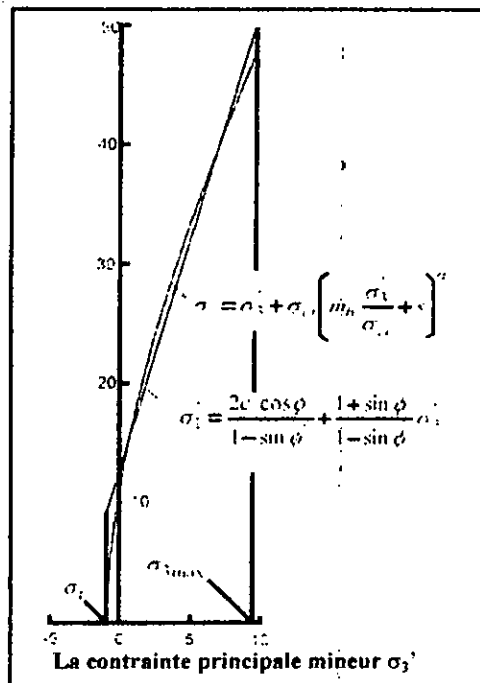


Figure V.03 : La relation entre les contraintes principales majeures et mineurs pour les critère de Hoek – Brown et de Mohr – Coulomb (Hoek et al., 2002)

Hoek et al. (2002) présentent des équations basées sur les secteurs d'équilibre au-dessus et au-dessous de la courbe de Mohr-Coulomb, pour l'angle effective du frottement (ϕ') et la cohésion effective (c') comme suit :

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6 a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6 a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (V.06)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6 a m_b \sigma'_{3n})^{1-a}} / [(1+a)(2+a)]} \quad (V.07)$$

Où : $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$

Avec :

σ'_{3max} : est la limite supérieure de la contrainte de confinement sur laquelle la relation entre le critère de Hoek – Brown et de Mohr - Coulomb est considéré (figure VI.05).

Pour les excavations souterraines la relation de σ'_{3max} pour les paramètres de Hoek – Brown et l'équivalent de Mohr – Coulomb, est comme suit (Hoek et al., 2002) :

$$\sigma'_{3max} / \sigma'_{cm} = 0.47 (\sigma'_{cm} / \sigma'_{in-situ})^{-0.94} \quad (V.08)$$

Où : $\sigma'_{in-situ}$: est la contrainte primaire majeure agissant perpendiculairement sur l'axe du tunnel.

σ'_{cm} : est la résistance à la compression de la masse rocheuse.

Si la contrainte verticale est la contrainte maximale, la contrainte (σ'_{m-situ}) est déterminée par $\rho g H$, où ρ est la densité de la roche et H est la profondeur du tunnel au dessus de la surface.

Hoek et al. (2002) sont introduits également un concept d'une résistance globale de la masse rocheuse, e.g pour évaluer la résistance globale des piliers. La résistance globale de la masse rocheuse peut être évaluée en utilisant la relation suivante (Hoek et al., 1997) :

$$\sigma'_{cm} = (2 c' \cos \phi') / (1 - \sin \phi') \quad (V.9)$$

c' et ϕ' sont déterminées, pour l'intervalle de la contrainte $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_{ci} / 4$, donnant :

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \times \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)](m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (V.10)$$

Lorsque en traitant des problèmes de block-caving, les paramètres de Hoek – Brown et de Mohr – Coulomb ne devraient pas être associées, puisque l'équation (V.11) est applicable seulement aux excavations souterraines qui sont entourées par une zone de rupture qui ne se prolonge pas à la surface (Hoek et al., 2002).

V.6. Le critère de rupture de Hoek – Brown pour la masse rocheuse:

En 1980, Hoek et Brown ont proposé une relation entre la contrainte principale majeure et la contrainte principale mineure pour déterminer la rupture de la roche masse fissurée. Le critère a été développé pour répondre au manque de la disponibilité d'un critère de rupture qui simule bien la réalité (Hoek, 2002).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_c + s\sigma_c^2} \quad (\text{V.11})$$

Où : m , s sont des constantes dépendant sur les caractéristiques de la masse rocheuse.

La résistance à la compression de la masse rocheuse (σ_{cm}) peut calculer à partir de l'équation (V.11), en mettant ($\sigma_3 = 0$), donc on obtient :

$$\sigma_{cm} = \sigma_c (s^{1/2}) \quad (\text{V.12})$$

La résistance à la traction de la masse rocheuse (σ_{tm}) peut calculer à partir de l'équation (VI.13), en mettant ($\sigma_1 = 0$), donc on obtient :

$$\sigma_{tm} = (\sigma_c / 2) [m - \sqrt{(m^2 + 4s)}] \quad (\text{V.13})$$

Il n'y a aucune relation fondamentale entre les constantes dans le critère de rupture et les caractéristiques physiques de la roche. La justification pour choisir cette formule particulière était la bonne prévision du comportement de la roche à la rupture (Hoek, 1983).

Pour les masses rocheuses non remaniées :

$$m = m_i e^{(\text{RMR}_{\text{basic}} - 100) / 28} \quad (\text{V.14})$$

$$s = e^{(\text{RMR}_{\text{basic}} - 100) / 9} \quad (\text{V.15})$$

Pour les masses rocheuses remaniées :

$$m = m_i e^{(\text{RMR}_{\text{basic}} - 100) / 14} \quad (\text{V.16})$$

$$s = e^{(\text{RMR}_{\text{basic}} - 100) / 6} \quad (\text{V.17})$$

Où : m_i : est la valeur du (m) pour la roche intacte
 $\text{RMR}_{\text{basic}}$: Rock Mass Rating (Bierniawski, 1976).

Quand on utilise la valeur du RMR_{basic} de la masse rocheuse pour évaluer m et s , les conditions sèches devraient être supposées (Une note de 10 pour le paramètre d'eaux souterraines dans le système de Bieniawski, 1976). En outre aucun ajustement pour l'orientation de joints ne doit être fait.

Plus tard avec l'introduction du GSI, Hoek et al. (1995) ont présenté une actualisation de leur critère devenant comme suit :

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} [m_b(\sigma_3'/\sigma_{ci}) + s]^a \quad (V.18)$$

La résistance à la compression uniaxiale de la masse rocheuse ($\sigma_3' = 0$) (VI.19) :

$$\sigma_{cm} = \sigma_c s^a \quad (V.19)$$

$$\sigma_{tm} = s \sigma_c / m_b \quad (V.20)$$

Les relations entre m_b/m_i , s , a et GSI sont comme suit :

$$m_b = m_i e^{(GSI - 100) / 28} \quad (V.21)$$

1) Pour $GSI > 25$, les masses rocheuses de bonne à raisonnable qualité :

$$s = e^{(GSI - 100) / 9} \quad (V.22)$$

$$a = 0.5 \quad (V.23)$$

2) Pour $GSI < 25$, les masses rocheuses de très mauvaise qualité :

$$s = 0 \quad (V.24)$$

$$a = 0.65 - (GSI / 200) \quad (V.25)$$

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 .

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

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

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

Où :

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

D est un facteur qui dépend du degré de remaniement.

Le paramètre D prend les valeurs de (0-1) selon les conditions de remaniement de la masse rocheuse (Tableau V.03).






Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	<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 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 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 D = 0.7 Mechanical excavation</p>

Tableau V.03 : Guidelines pour l'évaluation du D le facteur de remaniement (disturbance) (Hoek et al., 2002)

V.7. Les coefficients du critère de rupture de Hoek – Brown :

Les données de base du critère de Hoek-Brown sont la résistance à la compression uniaxiale et deux coefficients empiriques m et s qui sont liés au type et la qualité de roche. Les divers aspects des coefficients m_i , m_b , s , a et σ_{ci} du critère de rupture de Hoek – Brown sont:

V.7.1. Le coefficient m_i :

Le coefficient m_i est un coefficient lié à la géologie et réfère aux propriétés du matériau, de la matrice cristalline et de l'histoire de la roche (Hoek, 1983). Les valeurs élevées de m_i comprises entre 15 et 25, elles sont associées aux roches fragiles ignées et métamorphiques comme l'andésite, le gneiss et le granite. Elles sont dues à des angles de frottement élevés à faibles contraintes normales. Les valeurs faibles de m_i dans l'intervalle de 3 – 7, reflètent des angles de frottement faibles et peuvent être associés aux roches carbonatées ductiles comme les marnes et les dolomies.

Helgstedt (1997) a précisé que ces valeurs représentent seulement les valeurs moyennes de m_i pour différents types de roche.

Le type de la roche	Le nombre des groupes d'essai	L'intervalle des valeurs du m_i	La valeur Moyenne du m_i	L'écart type de la valeur du m_i	La valeur suggérée du m_i (Hoek et AL, 1995)
Dolomite	8	5.2 - 18.2	11.4	4.3	8 – 10
Granite	18	7.9 – 42.6	25.3	9.5	33
Calcaire	26	3.9 - 51.7	11.2	9.4	8 – 10
Marbre	14	4.7 – 16.0	8.0	3.2	9
Schiste	7	8.6 – 46.6	19.2	14.5	9
Quartzite	7	5.6 – 28.4	18.2	7.3	24
Grès	57	4.7 – 35.5	16.0	8.6	19

Tableau V.04 : Valeurs de m_i pour quelques types de roche sélectionnée, basée sur les données de Doruk (1991) (Helgstedt, 1997).

Les valeurs du m_i peuvent également être tirées à partir du tableau (V.05)

	Classe	Groupe	Texture			
			Grossière	Moyenne	Fine	Très fine
Sédimentaire	Clastique		Conglomérats (22)	Grès 19	Siltstone 9	Claystone 4
			← Greywark (18) →			
	Non - clastique	Organique	← Craie 7 Charbon (8 - 21) →			
		Carbonate	Brèche 20	Calcaire Sparitique (10)	Calcaire Micritique 08	
		Chimique	Gypstone 16		Anhydrite 13	
Métamorphique	Non foliée		Marbre 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Légèrement foliée		Migmatite (30)	Amphibolite 31	Mylonites (06)	
	Foliée*		Gneiss 33	Schiste (10)	Phyllites (10)	Slate 9
Ignées	Clair	Granite 33			Rhyolite (16)	Obsidien (19)
	Foncé	Granodiorite (30)			Dacite (17)	
		Diorite (28)			Andesite 19	
Gabbro 27		Dolerite (19)			Basalte (17)	
		Norite 22				
Type pyroclastique extrusif		Aggloméré (20)	Brèche (18)	Tuff (15)		

Tableau V.05 : Les valeurs de m_i pour la roche intacte, par groupe de roche.
(Hoek, Kaiser et Brown, 1995)

(*) : Ces valeurs concernent la roche intacte testé à la foliation.

En réalité la dispersion des valeurs de m_i peut être très grande, comme montré dans le tableau (V.06). Cependant elles doivent être utilisées avec attention.

Hoek et Karzulovic (2001) ont actualisé les valeurs de m_i des différentes familles de roches (Tableau V.06)

	Classe	Groupe	Texture			
			Grossière	Moyenne	Fine	Très fine
Sédimentaire	Clastique		Conglomérée (21±3)	Grès 17±4	Siltstone 7±2	Claystone 4±2
			Brèche (19±5)		Greywackes (18±3)	Craies (6±2) Marnes (7±2)
	Non - clastique	Carbonate	Calcaire cristallin (12±3)	Calcaires sparitiques (10±2)	Calcaires Micritique (9±2)	Dolomites (9±3)
		Evaporites		Gypses 8±2	Anhydrite 12±2	
Organique					Craie 7±2	
Métamorphique	Non foliée		Marbre (9±3)	Hornfels (19±4) Grès métamorphique (19±3)	Quartzite 20±3	
	Légèrement foliée		Migmatite (39±3)	Amphibolite 26±6		
	Foliée*		Gneiss 28±5	Schiste 12±3	Phyllites (7±3)	Slates 7±4
Ignées	Clair		Granite 32±3	Diorite 25±5		
			Granodiorite (29±3)			
	Foncé		Gabbro 27±3 Norite 20±5	Dolerite (16±5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20±5)		Diabase (15±5)	Péridotite (25±5)
	Volcanique	Lave		Rhyolite (25±5) Andésite 25±5	Dacite (25±3) Basalte (25±5)	Obsidienne (19±3)
Pyroclastique		Aggloméré (19±3)	Brèche (19±5)	Tuf (13±5)		

Tableau V. 06 : Les valeurs de la constante (m_i) pour la roche intacte, par groupe de roche. (Hoek et Karzulovic, 2001)

(*) : Ces valeurs concernent la roche intacte testé à la foliation.

Maintenant les valeurs de m_i sont directement obtenues par l'utilisation du programme « RocLab » de Hoek (2002) (Tableau V.07).

	Classe	Groupe	Texture			
			Grossière	Moyenne	Fine	Très fine
Sédimentaire	Clastique		Conglomérée (21±3)	Grès 17±4	Sittstone 7±2	Claystone 4±2
			Brèche (20±2)		Greywackes (18±3)	Craies (6±2) Marnes (7±2)
	Non - clastique	Carbonate	Calcaire cristallin (12±3)	Calcaires sparitiques (10±5)	Calcaires Micritique (8±3)	Dolomites (9±3)
		Evaporites		Gypses 8±2	Anhydrite 12±2	
	Organique		(10±2)		Craie 7±2	
Métamorphique	Non foliée		Marbre 9±3	Hornfels (19±4) Grès métamorphique (19±3)	Quartzite 20±3	
	Légèrement foliée		Migmatite (39±3)	Amphibolite 26±6		
	Foliée*		Gneiss 28±5	Schiste (10±3)	Phyllites (7±3)	Slates 7±4
Ignées		Clair	Granite 32±3	Diorite 25±5		
			Granodiorite (29±3)			
		Foncé	Gabbro 27±3 Norite 20±5	Dolerite (16±5)		
			Hypabyssal		Porphyries (20±5)	Diabase (15±5)
	Volcanique	Lave		Rhyolite (25±5) Andésite 25±5	Dacite (25±3) Basalte (25±5)	Obsidienne (19±3)
Pyroclastique			Aggloméré (19±3)	Brèche (19±5)	Tuf (13±5)	

Tableau V.07 : Les valeurs du coefficient m_i pour la roche intacte, selon le programme « RocLab » (Hoek, 2002)

(*) : Ces valeurs concernent la roche intacte testé à la foliation.

V.7.2. Le coefficient m_b :

Le coefficient m_b fut introduit par Wood (1991) et Hoek et al. (1992) pour faire une distinction entre la roche intacte et la masse rocheuse. Ainsi m_i est relatif à la roche intacte et m_b à la masse rocheuse.

Pour les masses rocheuses fissurées, le coefficient m_b est sensible au degré d'imbrication des éléments rocheux entre eux. Il donne une indication sur les composants géologiques, la granulométrie et la minéralogie. Ce paramètre peut être évalué à partir du degré d'altération de la roche et de l'état géométrique des surfaces de discontinuités. Les valeurs m_b peuvent être obtenues par la formule (V.26)

V.7.3. Le coefficient s :

Le coefficient s est lié à la qualité de la masse rocheuse, sa valeur maximale est de 1 et correspond à la roche intacte. Pour les roches fortement fracturées ou complètement broyées dans lesquelles la résistance à la traction est proche de zéro, la valeur de s est égale à zéro; s est donc un coefficient associé à l'état de dégradation de la masse rocheuse et peut être déterminé à partir de la taille des blocs et de la densité des joints (Habimana, 1999). Les valeurs de s peuvent être obtenues par la formule (V.27).

Hoek (1983) explique que les coefficients m_b et s sont très approximativement analogues à l'angle de frottement et à la cohésion dans le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

V.7.4. Le coefficient a :

Le coefficient a est associé au degré de fracturation et d'altération de la masse rocheuse, sa valeur est comprise entre 0.5 et 0.65. Hoek et Brown (1997) fixent la valeur de a à 0.5 pour les masses rocheuses de bonne qualité (GSI > 25) et cette valeur augmente de manière linéaire pour atteindre sa plus grande valeur 0.65 qui correspond aux masses rocheuses broyées avec des joints altérés et lisses (c'est-à-dire GSI=0). Le choix de cette limite de GSI =25 est assez arbitraire mais justifié par des cas pratiques.

Ce coefficient reflète en effet la courbure de l'enveloppe caractéristique pour des petites valeurs de a. L'enveloppe a une courbure plus marquée à basses contraintes de confinement ce qui indique une grande vitesse d'augmentation de la résistance avec l'application de la contrainte de confinement au niveau des basses contraintes (Habimana. J, 1999). Les valeurs de a sont calculées par la formule (V.28).

VI.7.5. Le paramètre (σ_{ci}):

La résistance à la compression simple σ_{ci} est une donnée caractéristique de la roche intacte. Elle est utilisée dans ce critère pour représenter les propriétés des blocs intacts qui composent la masse rocheuse et qui jouent donc un rôle important dans son comportement (Hoek, 1983; Hoek et Brown 1997).

V.8. Application du critère de rupture de Hoek – Brown pour le site du barrage :

Le barrage de Beni Haroun a l'hauteur de 120m, le poids volumique du béton est 25 Kn/m³. Il transmet alors au fondation une contrainte d'environ ($\sigma_{barrage} = 3$ MPa).

On applique la version la plus récente (2002) du critère de Hoek et Brown. Les coefficients du critère utilisé sont déterminés manuellement et par le logiciel Roclab.

- En prenant : D = 0 pour la plus part des fondations
- D = 0.2 pour augmenter la marge de sécurité.

Pour D = 0 :

	Les parametres	m_i	m_b	s	a	σ_{cm} (MPa)
GSI = 47 selon RMR	Hoek et Karzulovic, 2001	9 ± 2	1.35 ± 0.3	0.0028	0.5	7.93
	Hoek , 2002, Roclab	8 ± 3	1.2 ± 0.45		0.5	
GSI = 55 selon la méthode directe	Hoek et Karzulovic, 2001	9 ± 2	1.8 ± 0.4	0.0067	0.5	12.27
	Hoek , 2002, Roclab	8 ± 3	1.6 ± 0.6		0.5	

Tableau V.08: Les parametres du critere de rupture du Hoek – Brown (D=0).

Pour $D = 0.2$

	Les paramètres	m_i	D	m_b	s	a	σ_{cm} (MPa)
GSI selon RMR	Hoek et Karzulovic, 2001	9 ± 2	0.2	1.08 ± 0.24	0.0018	0.511	5.94
	Hoek, 2002, Roclab	8 ± 3		0.96 ± 0.36			
GSI selon la méthode directe	Hoek et Karzulovic, 2001	9 ± 2	0.2	1.485 ± 0.352	0.0047	0.504	10.06
	Hoek, 2002, Roclab	8 ± 3		1.336 ± 0.501			

Tableau V.09 : Les paramètres du critère de rupture du Hoek – Brown ($D = 0.2$)

La résistance à la compression uniaxial de la masse rocheuses du site du barrage est comprise entre 5.94 à 12.27 MPa.

L'application du critère de rupture de Hoek & Brown :

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

On calcule σ_3 par la relation de Mohr –Coulomb :

$$\sigma_3 = \sigma_{cm} \tan^2 (\phi + 45/2) \quad (V.29)$$

Pour: $\sigma_3 = 10.09$ MPa

$$\phi = 30^\circ$$

$\sigma_{cm} = 5.94$ MPa, la plus modeste

On trouve : $\sigma_1 = 50.93$ MPa

➤ Conclusion :

La contrainte maximale de rupture de pic (σ_1) qui peut être supporter par la masse rocheuse du site du barrage de Beni Haroun est 50.53 MPa. Elle est nettement supérieure à la charge maximale du barrage qui est d'environ de 3 Mpa .

V.9. Application du critère de rupture de Hoek – Brown par le programme Rockab:

L'application du critère de Hoek-Brown par le logiciel Roclab nécessite de lui introduire de σ_{ci} , m_i et D . À partir de ces trois paramètres, le logiciel calcule m_b , s , a , σ_{cm} , σ_{tm} , E_d , C et Φ et trace la courbe de rupture caractéristique en fonction de σ_1 et σ_3 . Le logiciel donne également la courbe intrinsèque en fonction de σ_n et τ .

Le logiciel Roclab donne directement les paramètres de la masse rocheuse (σ_{cm} , σ_{tm} , E_d , C et Φ). Premièrement on utilise le programme Roclab pour calculer la valeur du GSI.

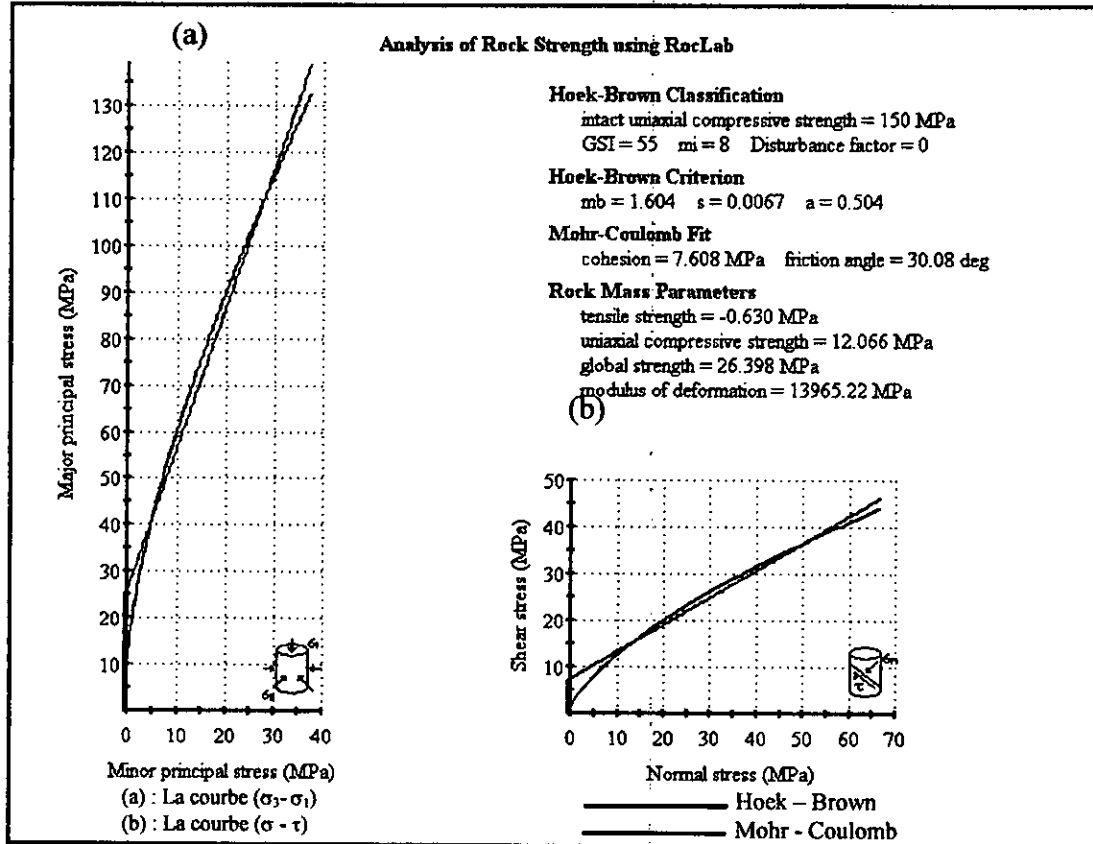


Figure V.04 : Les analyses de la résistance de la roche par utilisation le Roclab (D = 0)

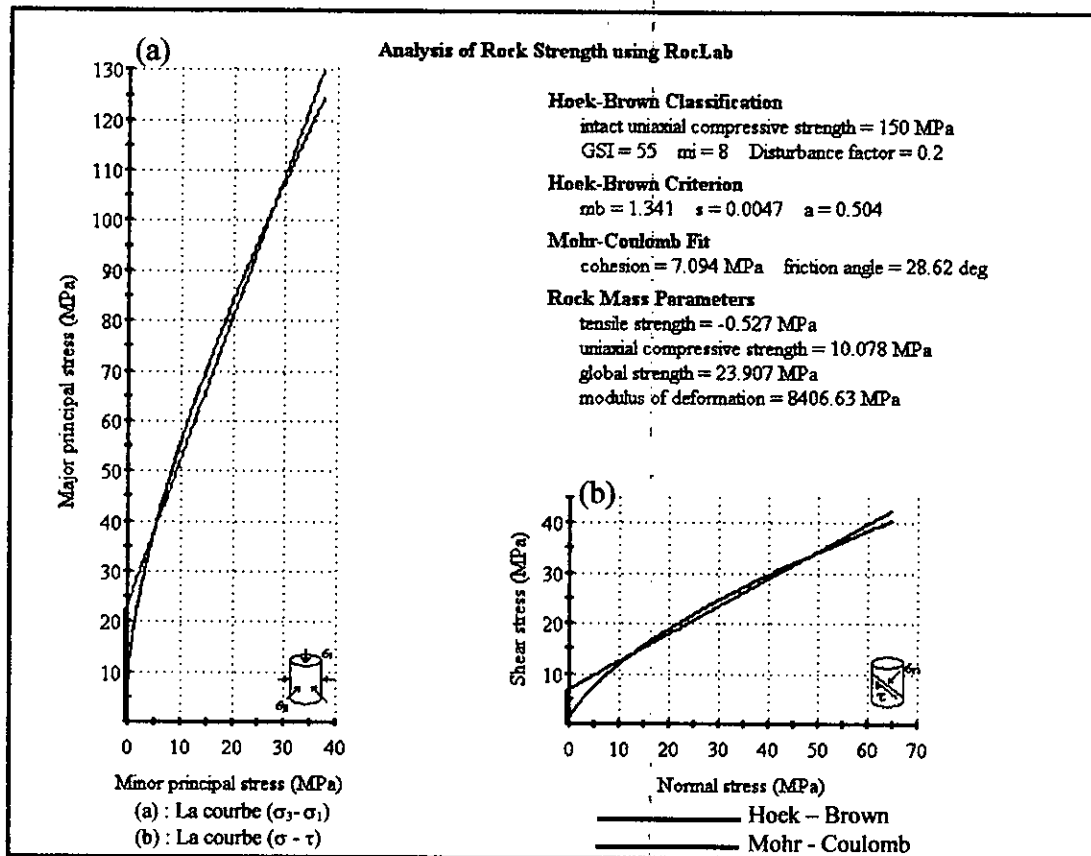


Figure V.05 : Les analyses de la résistance de la roche par utilisation le Roclab (D = 0.2)

Deuxièmement, on introduit dans le logiciel la valeur du GSI calculé selon (RMR).

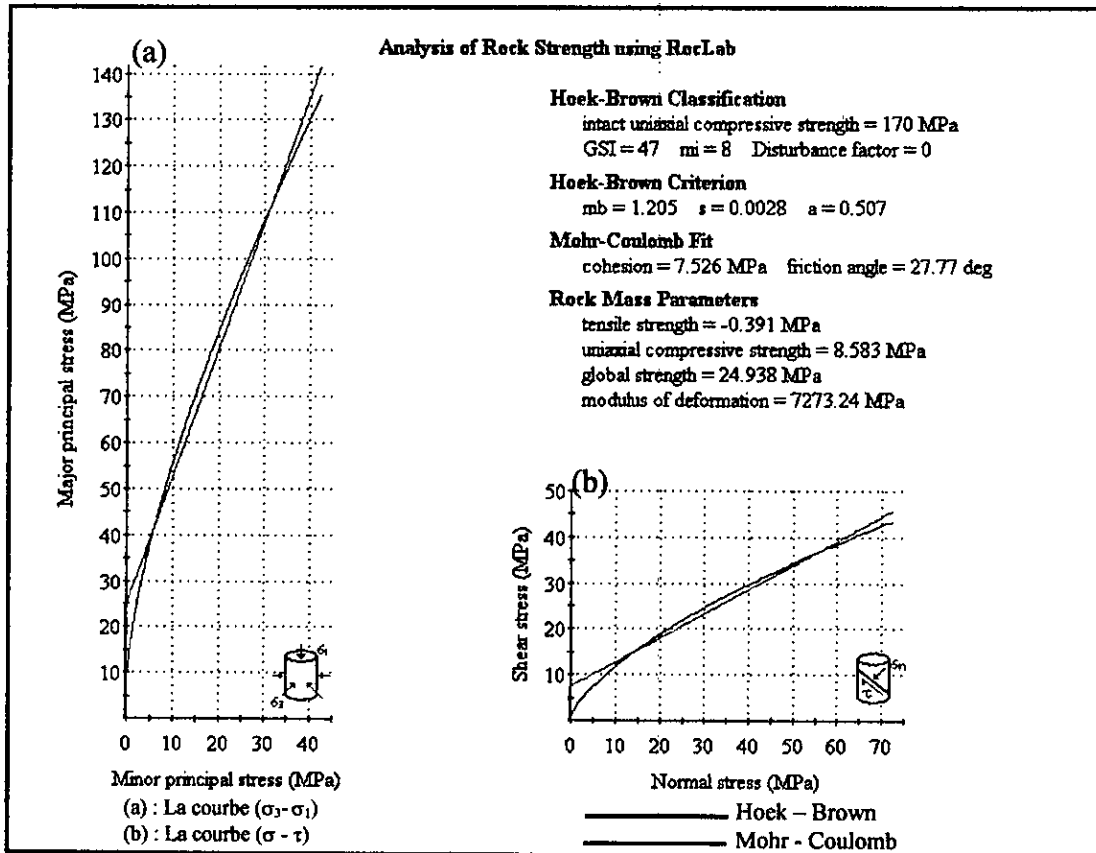


Figure V.06 : Les analyses de la résistance de la roche par utilisation le Roclab (D = 0)

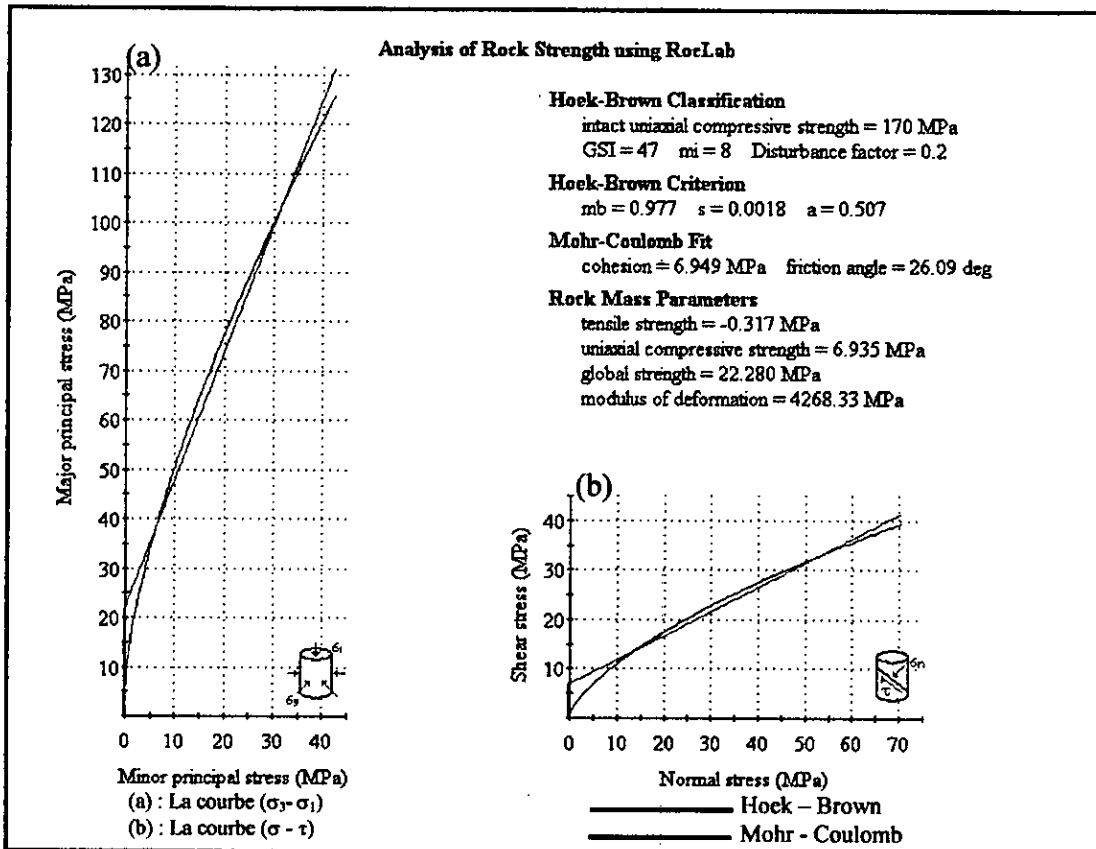


Figure V.07 : Les analyses de la résistance de la roche par utilisation le Roclab (D = 0.2)

Les résultats obtenu par le programme Roclab sont groupés dans le tableau (V.10) des coefficients m_b , s , a du critère de rupture de Hoek – Brown et les paramètres de la résistance de la masse σ_{cm} , σ_{tm} , E_d , C , et Φ .

	D	m_b	s	a	C (MPa)	Φ (°)	σ_{cm} (MPa)	σ_{tm} (MPa)	E_d (MPa)
GSI = 47	0	1.205	0.0028	0.507	6.640	27.77	7.574	-0.345	7273.24
	0.2	0.977	0.0018	0.507	6.132	26.09	6.119	-0.279	4286.33
GSI = 55	0	1.604	0.0067	0.504	7.608	30.08	12.066	-0.630	13965.22
	0.2	1.341	0.0047	0.504	7.094	28.62	10.078	-0.527	8406.63

Tableau V.10 : Les résultats obtenus par le programme Roclab

➤ **Conclusion :**

Les valeurs de σ_1 maximales à la rupture peuvent être obtenus par l'utilisation des courbes données par le logiciel. Par exemple pour une $\sigma_3 = 5\text{MPa}$, σ_1 est 37 MPa (Figure V.7)

VI.10.Conclusion :

On remarque que le calcul manuel et automatique aboutis au même résultat. La valeur de la contrainte majeure σ_1 à la rupture est nettement supérieure à la charge imposée par le barrage.

Chapitre VI :

*Etude de fondation
et stabilité*

VI.1. Introduction :

La fondation d'un ouvrage est l'organe qui transmet au sol ou le massif rocheux d'assise les efforts qui lui sont appliquées. Ces derniers sont généralement verticaux ; mais leur orientation peut être différente ; comparativement au sol, la plus part des roches sont suffisamment résistantes et par conséquent, ont une capacité portante élevée. Dans le cas où la charge de la super structure est suffisamment grande tel que les barrages, pieux de ponts...etc. une évaluation de la portance doit être élaborée.

La surface de la masse rocheuse peut avoir des propriétés qui varient horizontalement et verticalement, par exemple les roches altérées ou les roches fracturées changent de propriétés horizontalement pour chaque mètre et même moins. Ce changement de propriétés souvent induit des tassements différentiels engendrant un déséquilibre de l'ouvrage qui peut même mener à sa rupture. Pour ces raisons il est impératif de faire une étude ponctuelle à l'état de fondation.

VI.2. La déformation de la masse rocheuse :

Pour les talus rocheux, les fouilles profonds, les fondations sur les pentes, les barrages, les mines et les autres ouvrages souterrains, la connaissance de la déformabilité est indispensable.

La masse rocheuse se comporte rarement comme un matériel élastique idéal. Les solutions analytiques pour la déformation de la masse rocheuse de fondation sont invariablement fondées sur l'hypothèse que la masse rocheuse se comporte comme un continuum. Pour cela, il existe différentes catégories de déformation de la masse rocheuse, en fonction du temps. Des déformations peuvent mener au tassement ou au soulèvement des structures fondées sur ou dans la roche.

➤ Le fluage :

Le fluage se rapporte à un processus dans lequel une masse rocheuse continue de se déformer avec le temps sous l'application de la contrainte. Il peut être attribué à deux mécanismes différents : l'écoulement de la masse et la propagation des microfissures.

Généralement le comportement d'écoulement de la masse rocheuse est associé à certains types des roches évaporites tels que l'halite et la potasse. Le fluage est associé à la propagation des microfissures dans la plupart types de roche.

VI.3. Les paramètres de conception de la déformation de la masse rocheuse :

La réaction typique contrainte - déformation d'une masse rocheuse n'est pas linéaire. Le choix des paramètres pour caractériser la déformation de la masse rocheuse comporte le choix des propriétés élastiques appropriées, le module élastique et le rapport de Poisson.

VI.3.1. Le coefficient de Poisson :

Pour la plupart des masses rocheuses, le coefficient de Poisson est pris entre 0.10 et 0.35. En règle générale, une masse rocheuse de mauvaise qualité a un coefficient de Poisson inférieur que une roche de bonne qualité. Une masse rocheuse fortement fracturée a un ν égal à 0.15. La valeur du coefficient de Poisson pour une masse rocheuse qui n'a pas de fractures a un ν égal celui de la roche intacte (U.S Army Corps of Engineers, 1994). Dans notre cas le coefficient du poisson est pris égale à 0.3.

VI.3.2. Définition des modules d'élasticité :

Le module d'élasticité est le paramètre le plus important dans les prévisions analytiques de la déformation. Il associe le changement de la contrainte appliquée au changement de la déformation et mathématiquement, il est exprimé comme la pente d'une courbe de contrainte-déformation. Puisqu'une masse rocheuse est rarement considérée comme un matériel élastique idéal, la valeur du module de la déformation est déterminé par le rapport : effort/contrainte.

La figure (VI.01) montre une courbe typique de contrainte-déformation d'un essai in situ sur une masse rocheuse contenant des discontinuités avec les divers modules qui peuvent être obtenus (U.S Army Corps of Engineers, 1994).

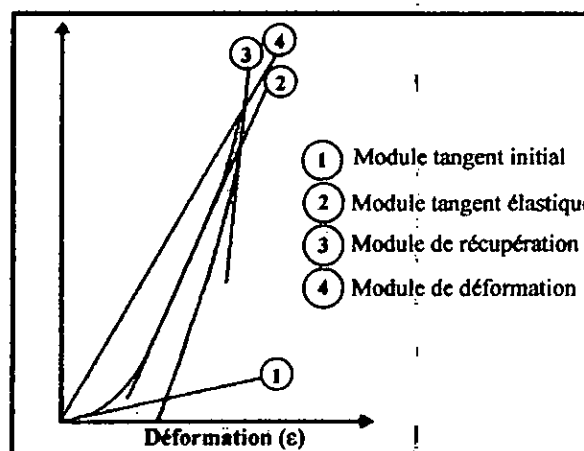


Figure VI.01 : La courbe typique Contrainte- Déformation de la masse rocheuse in situ avec divers modules qui peut être obtenus (U.S Army Corps of Engineers, 1994).

Sur la figure (VI.01), il y a au moins quatre parties de la courbe contrainte-déformation sont utilisées pour déterminer les modules d'élasticité in situ de la masse rocheuse (U.S Army Corps of Engineers, 1994) :

VI.3.2.1. Le module tangent initial :

Ce module est déterminé à partir de la pente de la ligne tangente à la partie concave initiale de la section de la courbe contrainte - déformation (c.-à-d. La ligne (1) sur la figure VI.01). La section initiale incurvée reflète les effets de la fermeture des discontinuités dans les essais in situ et de la fermeture de la microfissure dans les essais de laboratoire sur de petits spécimens.

VI.3.2.2. Le module tangent élastique :

Suite à la fermeture des discontinuités et des microfissures, la courbe contrainte-déformation devient essentiellement linéaire. Fréquemment, le module élastique est pris comme le module d'élasticité. Il est dérivé à partir de la pente de cette portion linéaire de la courbe (i.e. La ligne (2) sur la figure VI.01). Habituellement le niveau de la contrainte est indiqué à 50 % de la contrainte maximale (de pic).

VI.3.2.3. Le module de récupération (recovery modulus) :

Il est obtenu à partir de la tangente au un segment initial de la courbe contrainte-déformation lors du déchargement (i.e. La ligne (3) sur la figure VI.01).

Le module de récupération principalement est dérivé à partir des essais in situ où les spécimens d'essai sont rarement soumis à une contrainte de rupture.

VI.3.2.4. Le module de déformation :

Chacun des modules ci-dessus sont confinés à des parties spécifiques de la courbe contrainte-déformation. Le module de déformation est déterminé à partir de la pente de la ligne sécante établie entre zéro et certain niveau indiqué de la contrainte (c à d La ligne (4) sur la figure VI.01). Habituellement, le niveau de la contrainte est indiqué par la contrainte maximale ou de pic.

VI.4. Les méthodes d'évaluation du module de déformation :

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer le module de déformation (U.S Army Corps of Engineers, 1994) :

VI.4.1. Les méthodes statiques d'évaluation du module de déformation :

Il existe plusieurs essais in situ pour évaluer le module de déformation, parmi d'elles :

➤ L'essai à la compression uniaxiale :

Les essais à la compression uniaxial de laboratoire sont les essais les plus utilisés pour estimer le module d'élasticité des roches. Ils sont réalisés sur des spécimens intacts sans discontinuités apparentes.

Les essais à la compression uniaxial in-situ sont projetés pour mesurer la résistance et la déformabilité des roches tendres in situ telles que le charbon, roche altérée...etc. Les résultats des essais prennent en compte les effets du comportement du matériel intact et le comportement des discontinuités. Donc, ils sont capables d'examiner des spécimens de grandes tailles pour contenir un nombre représentatif des discontinuités. Les valeurs obtenues des modules sont considérées comme des valeurs fiables. Cette méthode d'essai est plus souple que quelques méthodes in situ du fait que les spécimens d'essai peuvent être obtenues à partir de n'importe quel affleurement, mais ces essais sont chers.

En plus de cet essai uniaxial, il existe bien d'autre essai tel que :

- L'essai au vérin plat
- L'essai au pressiomètre
- L'essai de plaque

VI.4.2. Les méthodes sismiques :

Les méthodes sismiques de surface et de profondeur, sont utilisées parfois pour déterminer le module in situ de la roche. La vitesse de l'onde de compression est combinée mathématiquement avec la densité de la masse rocheuse pour estimer le module dynamique de Young, et la vitesse de l'onde de cisaillement est utilisée également pour estimer le module dynamique de rigidité. Cependant, puisque le déplacement des particules de roche est petit et le chargement est transitoire pendant ces essais sismiques, les valeurs obtenues du module sont presque toujours très élevées. Par conséquent, la méthode sismique généralement est considérée comme un essai d'indice (Army Corps of Engineers, 1994).

Le module in-situ de déformation de la roche est calculé soit en fonction de la vitesse d'onde de compression (V_p), soit en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement (V_s) (Goodman, 1989).

La relation (VI.01) permet de calculer (E_d) en fonction de (V_s) :

$$E_d = 2(1+\nu) \rho (V_s)^2 \quad (\text{VI.01})$$

La relation (VI.02) permet de calculer (E_d) en fonction de (V_p) :

$$E_d = [(1-2\nu)(1+\nu)/(1-\nu)] \rho (V_p)^2 \quad (\text{VI.02})$$

Où : ρ est la densité de la masse de roche.

E_d est le module in - situ de déformation

On peut calculer (E_d) en fonction de (V_p et V_s) (Wahlstrom, 1974) :

$$E_d = (V_p)^2 \rho \left[\frac{3(V_p/V_s)^2 - 4}{3(V_p/V_s)^2 - 1} \right] \quad (\text{VI.03})$$

Le coefficient de Poisson est calculé comme suit :

$$\nu = \left[\frac{(V_p)^2 / (V_s)^2 - 2}{2 \left[\frac{(V_p)^2}{(V_s)^2} - 1 \right]} \right] \quad (\text{VI.04})$$

VI.4.3. Les méthodes empiriques d'évaluation du module de déformation :

Plusieurs méthodes empiriques ont été développées pour estimer le module de déformation in situ de la masse rocheuse, qui sont :

VI.4.3.1. A partir du système RQD :

Deere, Merritt et Coon (1969) développent une relation empirique pour déterminer le module in situ de déformation selon la formule suivante :

$$E_d = [(0.231)(\text{RQD}) - 1.32] E_{t50} \quad (\text{VI.05})$$

Où : E_d : est le module in - situ de déformation

RQD : Rock Quality Designation en pourcentage

E_{t50} : est le module tangent de laboratoire à (50 %) de la résistance à la compression non confinée.

L'équation (VI.05) montre que la relation est invalide pour des valeurs de RQD approximativement moins de 60%. En outre, la relation a été développée à partir

des données d'une variabilité considérable entre le module in situ le RQD) et le module tangent de laboratoire (U.S Army Corps of Engineers, 1994).

VI.4.3.2. A partir du système RMR :

Pour des valeurs de RMR environ de 55 et plus, Bieniawski (1978) a établi la relation suivante :

$$E_d = 2 (\text{RMR}) - 100 \quad (\text{VI.06})$$

Une corrélation entre le module in situ de la déformation et le système de classification RMR est fait par Serafim et Pereira (1983) pour des roches tendres ($35 < \text{RMR} < 55$) :

$$E_d = 10^{(\text{RMR} - 10) / 40} \quad (\text{VI.07})$$

E_d est dans l'intervalle de (1 et 10 GPa)

Et pour $\text{RMR} < 35$, l'équation de Boyd (1993) :

$$E_d = (3.5 * \text{RMR}^{3.75}) / 10^6 \quad (\text{VI.08})$$

Où : E_d est le module in – situ de déformation (en GPa)

La relation (VI.08) est basée sur les corrélations entre les modules in situ de la déformation, obtenus principalement à partir des essais de la charge de plaque.

VI.4.3.3. A partir du système Q :

Barton (1983) suggère que les relations suivantes entre le module in – situ de la déformation et les valeurs du système (Q) sont :

$$E_d (\text{moy}) = 25 \log Q \quad (\text{VII.09})$$

$$E_d (\text{min.}) = 10 \log Q \quad (\text{VII.10})$$

$$E_d (\text{max}) = 40 \log Q \quad (\text{VII.11})$$

Où :

$E_d (\text{moy.})$: est la valeur moyenne du module in situ de déformation en GPa.

$E_d (\text{min.})$: est la valeur minimale ou la limite inférieur du module in situ de la déformation en GPa.

E_d (max.) : est la valeur maximale ou la limite supérieur du module in situ de la déformation en GPa.

Q : est la valeur du système Q .

VI.4.3.4. A partir du système GSI :

Hoek et Brown (1997) et Hoek et al. (2002) ont proposé une relation empirique qui donne E_d en fonction du GSI :

$$E_d = (1 - D/2) \sqrt{(\sigma_c/100)} \cdot 10^{((GSI - 10)/40)}, \text{ pour : } \sigma_c \leq 100 \quad (\text{VI.12})$$

$$E_d = (1 - D/2) 10^{((GSI - 10)/40)}, \text{ pour : } \sigma_c > 100 \quad (\text{VI.13})$$

Où : D : est le facteur de remaniement qui comprend les effets des dommages induits par les explosifs et relaxation.

Pour les fondations des barrages le facteur D en générale est très faible, mais ne peut pas être nul (0) en raison de la relaxation de la masse rocheuse suite à l'excavation qui se fait d'une manière plus lente, les valeurs possible de D selon Romman (2003) sont :

- la masse rocheuse de bonne qualité est aboutie à l'explosif normal $D = 0.4$
- Toute masse de roche est aboutie à l'explosif commandé $D = 0.2$
- La masse rocheuse de mauvaise qualité, excavation mécanique : $D = 0.2$

VI.4.4.4. Corrélations de méthodes géophysiques et des méthodes empiriques :

En raison des coûts élevés des essais in situ de déformabilité, les méthodes géophysiques sont souvent utilisées pour estimer les modules in situ.

Ces méthodes impliquent l'étude de la transmission des ondes de compression élastiques et de cisaillement à travers la masse rocheuse. Par des biais de corrélation Barton (2002) a établi la formule suivante :

$$V_p \approx 3.5 + \log_{10} Q_c \quad (\text{VI.14})$$

Où : V_p : la vitesse de P

$$\text{Et } Q_c = (Q \sigma_c) / 100 \quad (\text{VI.15})$$

Q_c : est une valeur normalisée de Q , en utilisant 100 MPa comme la norme de la roche intacte.

VI.5. Evaluation in situ du module de déformation de la masse rocheuse du site de barrage Beni Haroun :

- En utilisant RMR ($35 < \text{RMR} < 55$),

$$E_d = 10^{(\text{RMR} - 10)/40} \quad \text{donc } E_d = 10^{(45 - 10)/40} = 7.5 \text{ GPa}$$

- En utilisant GSI : $E_d = (1 - D/2) 10^{((\text{GSI} - 10)/40)}$, pour $\sigma_c > 100$

Les module de deformation sont évaluées suivant les systemes de classification RMR et GSI (Tableau VI.01).

	RMR	D	Methode directe		Selon Roclab	
			GSI = 47	GSI = 55	GSI = 47	GSI = 55
$E_d(\text{GPa})$	7.5	D = 0	8.41	13.33	7.28	13.97
		D = 0.2	7.57	12	4.29	8.41

Tableau VI.01 : Les valeurs du module de déformation (E_d) de la masse rocheuse du site de Beni Haroun

VI.6. La capacité portante ultime :

C'est la charge maximale nécessaire pour produire par la rupture. Souvent pour calculer la capacité portante ultime, on utilise la méthode d'équilibre ultime.

La rupture des fondations peut se réaliser selon plusieurs modes :

VI.6.1. La rupture par cisaillement général :

La capacité portante ultime est évaluée à partir de l'expression traditionnelle de Buisman-Terzaghi (Terzaghi, 1946), elle est définie par l'équation (VI.16) pour les fondations filantes.

$$q_{ult} = cN_c + 0.5 \gamma BN_\gamma + \gamma DN_q \tag{VI.16}$$

Où :

q_{ult} : la capacité portante ultime.

γ : Poids spécifique efficace (i.e. unit submergée wt. Si au-dessous du niveau de l'eau) de la masse rocheuse.

B : La largeur de la fondation.

D : La profondeur de l'encastrement.

c : La cohésion pour la masse rocheuse.

L'équation (VI.16) est applicable aux modes de ruptures illustrés dans le Tableau (VI.03) (figures (b) et (d)).

Les termes N_c , N_γ et N_q sont des facteurs de la capacité portante donnés par les équations suivantes :

$$N_c = 2 N_\phi^{1/2} (N_\phi + 1) \quad (\text{VI.17})$$

$$N_\gamma = N_\phi^{1/2} (N_\phi^2 - 1) \quad (\text{VI.18})$$

$$N_q = N_\phi^2 \quad (\text{VI.19})$$

$$N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2) \quad (\text{VI.20})$$

Où : ϕ est l'angle de frottement interne de la masse rocheuse.

Dans les cas où la rupture de cisaillement est probablement développée le long des plans de la discontinuité ou à travers des masses rocheuses fortement fracturées comme illustrée dans le tableau (VI.03, figures (f) et (i)), la cohésion ne peut pas être associée à la résistance fournie par la roche. Dans ce cas, la capacité portante ultime peut être calculée par l'équation suivante :

$$q_{ult} = 0.5 \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q \quad (\text{VI.21})$$

Alternativement et pour la roche masse, Goodman (1989) utilise l'équation suivante pour le calcul de la capacité portante ultime :

$$q_{ult} = \sigma_{cm} (N_\phi + 1) \quad (\text{VI.22})$$

N_ϕ est défini par l'équation VI.20

Bishnoi (1968) suppose que certaine charge de superstructure est transférable horizontalement à la progress de la relation de calcul de (q_{ult}) est la suivante :

$$q_{ult} = \sigma_{cm} \left\{ 1 / (N_\phi - 1) [N_\phi (S/B)^{(N_\phi - 1)/N_\phi} - 1] \right\} \quad (\text{VI.23})$$

σ_{cm} : est la résistance à la compression simple de la masse rocheuse

Les équations VI.16 et VI.21 sont applicables aux fondations filantes avec le rapport de la longueur à la largeur (L/B) est supérieur à dix

- **Les facteurs de correction :**

Le tableau (VI.02) donne les facteurs de correction pour les fondations superficielles carrées et circulaires, ainsi que les fondations rectangulaires avec un rapport (L/B) moins que dix (10)

La forme de fondation	Correction C_c, N_c	Correction C_γ, N_γ
Circulaire	1.2	0.70
Carrée	1.25	0.85
Rectangulaire		
L/B = 2	1.12	0.90
L/B = 5	1.05	0.95
L/B = 10	1.00	1.00

Tableau VI.02 : Les facteurs de correction (Sowers, 1979).

Les facteurs de correction pour les fondations rectangulaire avec rapport (L/B) différent de 2 ou 5 peuvent être évaluée par l'interpolation linéaire.

VI.6.2. La rupture par compression :

C'est le cas qui caractérisé par les colonnes de la roche intacte de faible contraintes (Tableau VI.02, figure (c)). La capacité portante est évaluée par l'équation (VI.24) :

$$q_{ult} = 2 c \tan (45 + \phi/2) \quad (VI.24)$$

VI.6.3. La rupture par éclatement (splitting) :

Généralement pour des discontinuités orientées verticalement et largement espacées, la rupture est initialisée par la fissuration sous la fondation (Tableau VII.02, figure (e)). Dans ce cas, Bishnoi (1968) suggère les solutions suivantes :

Pour les fondations circulaires :

$$q_{ult} = J c N_{cr} \quad (VI.25)$$

Pour les fondations carrées :

$$q_{ult} = 0.85 J c N_{cr} \quad (VI.26)$$

Pour les fondations filante pour $L / B \geq 10$:

$$q_{ult} = J c N_{cr} / (2.2 + 0.18 + L/B) \quad (VI.27)$$

Où : J : Le facteur de correction dépend sur l'épaisseur de la roche de fondation et la largeur de fondation.

L : La longueur de la fondation.

N_{cr} : est le facteur de la capacité portante.

La solution graphique pour le facteur de correction J est donnée dans la figure (VI.02) suivante :

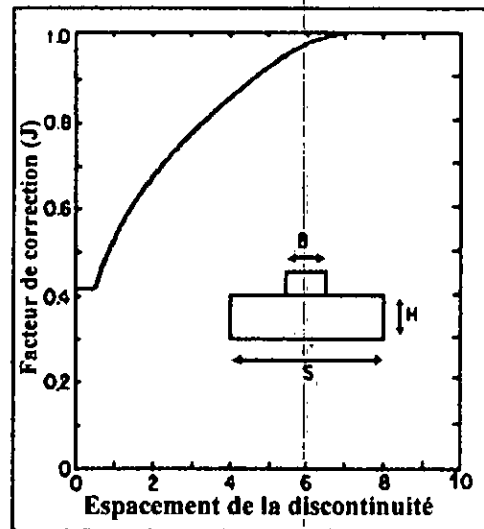


Figure VI.02 : Le facteur de correction (J) pour l'espace de la discontinuité avec la profondeur (Bishnoi, 1968)

Le facteur N_{cr} de la capacité portante est donné par la relation suivante :

$$N_{cr} = [2 N_{\phi}^2 / (1 + N_{\phi})] (\cot\phi) (S / B) [1 - (1 / N_{\phi})] - N_{\phi} (\cot\phi) + 2N_{\phi}^{1/2} \quad (VI.28)$$

Où :

S est l'espace de discontinuités

N_{ϕ} est défini par l'équation (VI.20)

La solution graphique pour le facteur de la capacité portante (N_{cr}) est donnée dans la figure (VI.04) suivante :

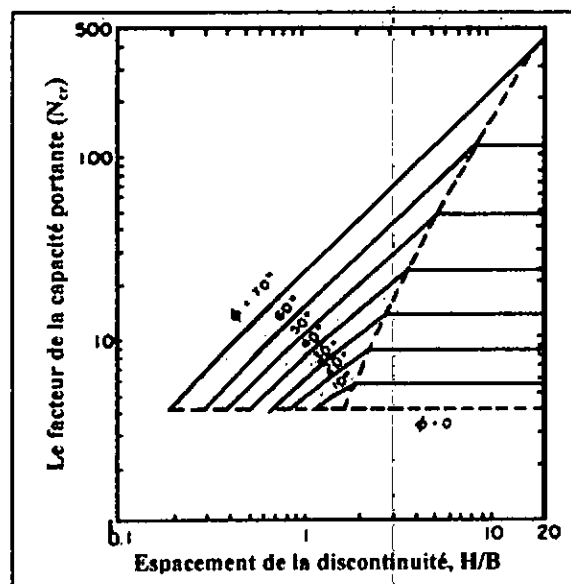


Figure VI.03 : Le facteur de la capacité portante pour l'espace de la discontinuité (Bishnoi, 1968)

Le tableau (VI.03) présente les modes de rupture de fondation qui peuvent être produits selon les différentes conditions de la masse rocheuse en prenant en compte l'espacement et le plongement des joints et la largeur de la fondation.

Les conditions de la masse rocheuse			Rupture	
	Plongement du joint	L'espacement du joint	L'illustration	Mode
Intacte	N / A	$S \gg B$	(a)	La roche fragile : La rupture de cisaillement local est causée par fracture fragile localisée
			(b)	La roche fragile : La rupture de cisaillement générale le long de la paroi est définie par les surfaces de rupture
Plongement raide des joints	$70^\circ < \alpha < 90^\circ$	$S < B$	(c)	Les joints ouverts : La rupture de compression de colonne rocheuse individuelle le long de la paroi est définie par les surfaces de rupture, Prés de la famille des joints verticaux (S)
			(d)	Les joints fermés : La rupture de compression de colonne rocheuse individuelle le long de la paroi est définie par les surfaces de rupture, Prés de joints verticaux (S)
		$S > B$	(e)	Les joints fermés ou ouverts : La rupture est initialisée en menant le partage (splitting leading) à la rupture de cisaillement générale, Prés de la famille des joints verticaux (S)
Fracturée	$20^\circ < \alpha < 70^\circ$	$S < B$ ou $S > B$ si la cale de la rupture peut développer le long des joints	(f)	La rupture de cisaillement général avec rupture potentielle le long de joints, plongement modéré de la famille du joint

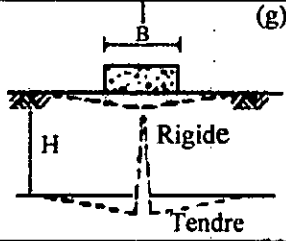
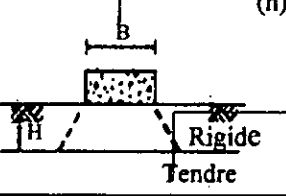
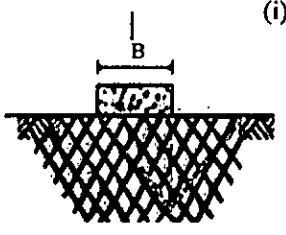
En couche (Layered)	$0^\circ < \alpha < 20^\circ$	Les valeurs limitant de (H) par rapport à la largeur de la fondation (B)	(g) 	La couche supérieur rigide mince : La rupture est initialisée par la rupture de l'extensible (tensile) est causée par la rupture de la couche supérieure rigide mince,
		sont dépendantes sur les propriétés du matériel	(h) 	La couche supérieur rigide mince : La rupture est initialisée par la rupture de l'extensible (tensile) de poinçon (punching) de la couche supérieure rigide mince,
Fortement fracturée	N / A	$S \ll B$	(i) 	La rupture de cisaillement général avec des surfaces de rupture irrégulières à travers la masse rocheuse, deux familles de joints ou plus sont étroitement espacées

Tableau VI.03 : Les modes de rupture selon les différentes conditions de la masse rocheuse (US Army Corps of Engineering, 1994)

Pour une charge excentrique la distribution de la contrainte peut être décrite par une relation linéaire (figure VI.04.a). La contrainte maximale approximative est définie par la relation suivante :

$$\sigma_{\max} = (Q/B) [1 + (6 e/B)] \tag{VI.29}$$

La contrainte maximale approximative est définie par la relation suivante :

$$\sigma_{\min} = (Q/B) [1 - (6 e/B)] \tag{VI.30}$$

Où :

σ_{\max} : La contrainte maximum

σ_{\min} : La contrainte minimal

Q : La composante verticale de la force de la résultante de toutes forces agissantes sur la structure.

B : La largeur de la fondation.

e : la distance du centre de la fondation à la composante verticale de la force Q.

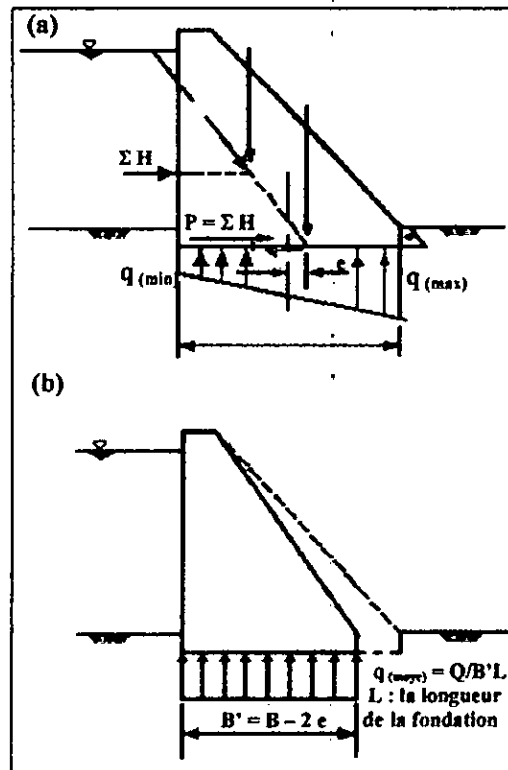


Figure VI.04 : Fondation de structure chargée excentriquement
(US Army Corps of Engineering, 1994)

La capacité portante ultime de la fondation peut être approximée en supposant que la composante verticale de la force (Q) est uniformément distribuée à travers une largeur effective réduite de la fondation (voir figure VI.04.b)

La largeur effective (B') est définie par la relation suivante :

$$B' = B - 2 e \tag{VI.31}$$

La largeur effective (B') est utilisée dans l'équation de la capacité portante appropriée pour calculer la capacité portante ultime.

VI.7. La capacité portante admissible :

La capacité portante admissible est définie comme la pression maximale qui peut être tolérée par les fondations sans tassement excessif ni rupture et avec une marge de sécurité adéquate. Elle est calculée par la relation suivante :

$$q_{ad} = q_{ult} / F_s \tag{VI.32}$$

$$Q / BL \leq q_{ad} \tag{VI.33}$$

Le facteur de sécurité considère la variabilité des charges structurales appliquées à la masse rocheuse, la fiabilité avec laquelle les conditions de fondation ont été déterminées et la variabilité du mode de rupture potentielle. Pour la plus part des fondations, le facteur minimum de sécurité acceptable est de 3.

Peck, Hanson et Thornburn (1974) suggèrent une relation empirique entre la contrainte de la capacité portante admissible et RQD (figure VI.06).

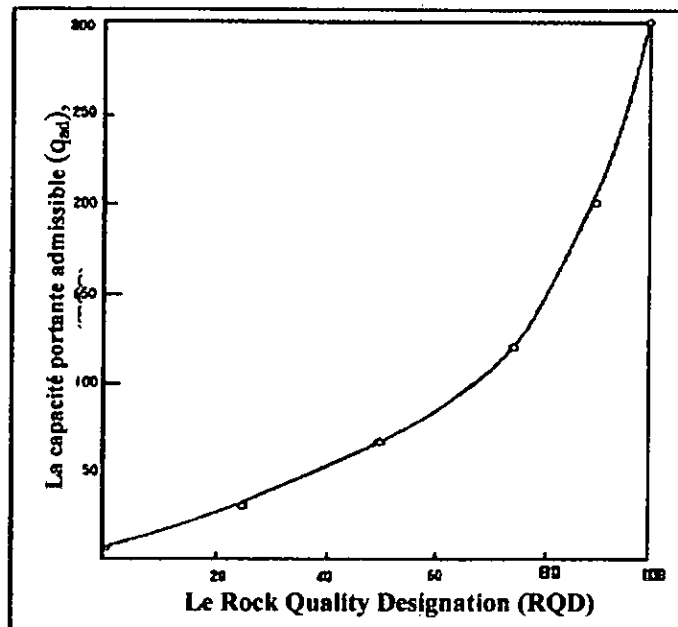


Figure VI.05 : La pression admissible de contact sur la roche fracturée (US Army Corps of Engineering, 1994)

La corrélation est prévue pour une masse rocheuse avec des discontinuités serrées ou légèrement ouvertes (US Army Corps of Engineering, 1994).

VI.8. Calcul de la capacité portante des masses rocheuses de site du barrage de Beni Haroun :

Quoique la masse rocheuse du site de barrage de Beni Haroun semble avoir une bonne portance. Il est conseillé de vérifier le taux de travaille admissible et de comparer avec la charge du barrage poids une fois construit.

Les valeurs du (c) et (ϕ) déterminée par le logiciel Roclab et par l'auteur nous permettent de calculer facilement la capacité portante de l'assise de la manière suivante selon l'équation (VI.22) :

$$q_{ult} = \sigma_{cm} (N_{\phi} + 1) = 6.119 (2.57+1) = 504 \text{ MPa}$$

$$N_{\phi} = \tan^2 (45 + (\phi/2)) = \tan^2 (45 + (26.09/2)) = 2.57$$

Pour le plus part des fondations, le facteur de sécurité acceptable minimum de 3, donc la capacité portante est :

$$q_{ad} = q_{ult} / F_s = 21.84 / 3 = 7.28 \text{ MPa}$$

Le tableau (VI.04) présente les valeurs calculées de la capacité portante

Paramètres	Résultats			
ϕ (°)	26.09	27.77	28.62	30.08
N_ϕ	2.57	2.74	2.84	3.01
σ_{cm}	6.119	7.574	10.078	12.066
q_{ult}	21.84	28.33	38.70	48.38
F_s	3			
q_{ad} (MPa)	7.28	9.44	12.90	16.12

Tableau VI.04 : Les valeurs de la capacité portante de la masse rocheuse du site de barrage

➤ **conclusion :**

La valeur de la capacité portante, la plus modeste, est supérieure à la charge transmise par le barrage. Donc aucun risque de portance, ne menace le barrage de Beni Haroun.

VI.9. Calcul du tassement :

Dans le cas du massif rocheux, comme dans les sols, le problème de calcul de déformations présente deux caractères particuliers (Filliat, 1981) :

- Il s'agit en général d'une charge appliquée sur une surface géométrique limitée (radier, semelle...etc.) ou éventuellement quasi ponctuelle (poteaux isolés sur petites semelles), disposée sur la surface, ou au voisinage, d'un massif rocheux ou de sol de dimension très grandes.
- Le massif rocheux ou de sol ni homogène, ni isotrope mais se représente sous forme de couches horizontales (ou quasi horizontales) ou de lentilles successives. Même si les couches ne sont pas nettement différenciées, les caractéristiques varient avec la profondeur.

De ces remarques résultent les lignes directrices du calcul des déformations des massifs rocheux et des sols soumis à une variation de leur état naturel de contraintes (Filliat, 1981) :

En général on décompose le massif rocheux ou le sol sollicité en une succession de couches élémentaires dont on calcule séparément les tassements, à partir de leur épaisseur, de leur module propre de déformation et de la variation de la contrainte verticale $\Delta\sigma$ en leur milieu. On néglige ainsi plus ou moins l'influence des variations de la contrainte dans le plan horizontal et le coefficient de Poisson n'intervient pas. Le tassement total est alors de la forme suivante :

$$W = \sum \Delta w_i = \sum h_i \Delta\sigma / E_i \quad (\text{VI.36})$$

Avec :

W : Le tassement dû par la charge appliqué.

h_i : est l'épaisseur de la couche.

E_i : est le module de déformation de la couche.

$\Delta\sigma$: La variation de contrainte verticale.

Δw_i : étant le tassement de la couche d'épaisseur (h_i) et de module (E_i).

Dans le cas particulier où le massif rocheux ou de sol peut être considéré comme un massif semi-infini et homogène vis-à-vis des dimensions de la surface d'application de la charge. Le tassement est donné directement par la formule déduite de la théorie de Boussinesq moyennant cette fois la connaissance non seulement du module de déformation mais également du coefficient de Poisson (ν).

La formule utilisée pour calculer le tassement dans ce cas est comme suit (Costet et Sanglerat, 1981) :

$$W = q B \times [(1-\nu^2)/E] \times I \quad (\text{VI.37})$$

Avec :

W : Le tassement dû par la charge appliqué

q : La charge appliquée par l'ouvrage

B : La largeur de la fondation

ν : Le coefficient de Poisson

E : Le module de déformation du massif rocheux

I : le coefficient d'influence

Le coefficient d'influence dépend de la forme de la semelle et de la position du point où l'on veut déterminer le tassement. Il est déterminé selon le tableau (VI.05).

Forme de la semelle flexible	Coefficient d'influence I		
	Centre	Coin	moyenne
Carré	1.12	0.56	0.95
Rectangle			
L/B = 2	1.53	0.77	1.30
L/B = 3	1.78	0.89	1.52
L/B = 5	2.10	1.05	1.83
L/B = 10	2.58	1.29	2.25
Cercle	1.0	0.64	0.85

Tableau VI.05 : Les valeurs du (I) selon la forme de la semelle (Costet et Sanglerat, 1981)

Lorsque la semelle est rigide, le coefficient d'influence est légèrement plus faible (0.78 pour un cercle et 0.88 pour un carré par exemple) (Costet et Sanglerat, 1981).

VI.10. Calcul du tassement de la fondation du barrage de Beni Haroun :

Dans le calcul du tassement, on considère que la masse rocheuse de calcaire du site de barrage de Beni Haroun comme semi-infini vis-à-vis des dimensions de la surface de fondation du barrage. La base de la fondation du barrage à une forme rectangulaire.

Pour la plupart des masses rocheuses, la valeur de (ν) est entre (0.10 et 0.35) (U.S Army Corps of Engineers, 1994). Dans notre cas on prend la valeur du coefficient de Poisson (ν) est égale à (0.3). La fondation du barrage à une largeur de 93 m et une longueur de 710 m, et la charge (q) est estimée à 3 Mpa, suivant ces conditions, on calcul le tassement (W) selon la formule (VI.37)

Le tableau (VI.06) représente les valeurs calculées du tassement suivant les modules de déformation obtenus par les méthodes empiriques et le logiciel « Roclab ».

q	3 MPa			
B	93 m			
L	710 m			
L/B	7.63			
I	2.10			
ν	0.3			
GSI (D=0.2)	Selon Rocklab		La méthode directe	
	47	55	47	55
E_d (Gpa)	4.21	8.41	7.57	12
Tassement (mm)	126.64	63.40	70.43	44.43

Tableau VI.06 : Les résultats de calcul du tassement pour le barrage de Beni Haroun

A partir des résultats, on voit que le tassement est faible.

VI.11. Les problèmes de l'instabilité des barrages poids :

Un barrage poids est constitué par une masse soit de béton, soit de maçonnerie, suffisante pour résister à la poussée de l'eau. Il faut vérifier :

- La stabilité au renversement par basculement sur l'arête aval de fondation.
- La stabilité au glissement sur le plan de fondation.

En général, la section du barrage est triangulaire, le parement amont étant sensiblement vertical et le parement aval incliné de manière à donner à la base une épaisseur égale sensiblement à 80% de la hauteur (voir figure VI.07) (Cognon et Lacombe, 1998).

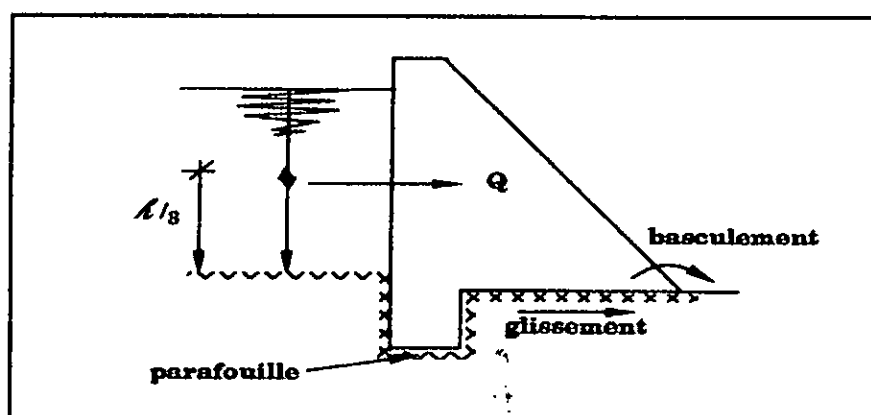


Figure VI.07 : La section d'un barrage poids (Cognon et Lacombe, 1998).

Le risque principal d'un tel ouvrage est la création de sous-pression au niveau de la surface de contact du barrage avec le terrain en place, ou au le sein même de la masse du barrage. Ces sous-pressions ont en effets, une tendance à soulever le massif et leur action se cumule avec la poussée horizontale de l'eau pour augmenter le couple de renversement (Cognon et Lacombe, 1998).

En plus du problème de sous-pression, il existe un autre problème plus dangereux qui est le problème de compatibilité barrage/terrain de fondation. Il faut étudier correctement la stabilité du complexe barrage-terrain de fondation qui est souvent plus délicate à examiner que celle du barrage proprement dit, du fait de l'hétérogénéité du terrain, et la présence d'accident tectonique et les conditions de discontinuités ; ces conditions de terrain et pratiquement impossible de les connaître avec précision. La rupture du barrage de Malpasset est causée par la présence d'un accident géologique non identifié lors de sa construction.

Par exemple un barrage poids posé sur différents types de roche ayant des propriétés différentes de déformabilité développera des cisaillements des contraintes diagonales de tension en raison des déformations inégales de la fondation du barrage. Le barrage peut être structuré pour manipuler ces tendances de déformations si les propriétés de la roche sont connues et si la variation des propriétés dans la fondation est déterminée (Goodman, 1989).

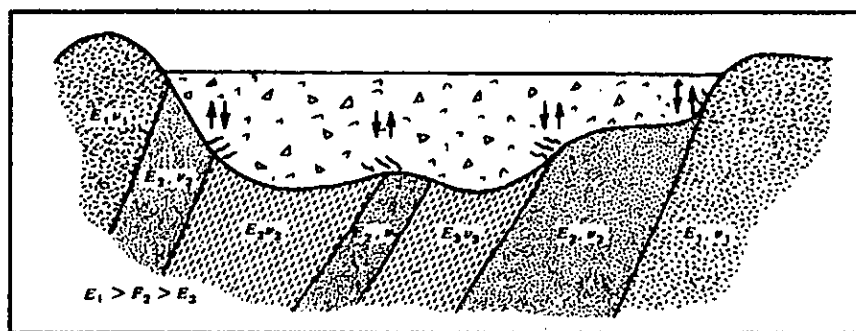


Figure VI.07 : La contrainte de cisaillement est développée dans un barrage de béton due à la variation de la déformabilité dans la roche de fondation (Goodman, 1989).

VI.12. L'analyse de la stabilité du barrage poids contre le glissement :

L'analyse des conditions de stabilité contre le glissement d'une fondation d'un barrage poids suit les principes de la stabilité des blocs. La méthode de l'analyse de l'équilibre limite consiste à calculer les forces résistantes et motrices agissant sur la surface de glissement, le rapport de ces deux forces étant le facteur de sécurité. Les figures (VI.08.a) et (VI.08.b) montrent deux modes de rupture de glissement qui peuvent avoir lieu le long d'une fondation du barrage. Dans les deux cas, la longueur du barrage est plus grande que leur largeur, donc une analyse bidimensionnelle peut être effectuée sur une unité de longueur du barrage (Wyllie, 1999).

Les équations définissant le facteur de sécurité pour chaque condition sont les suivantes (Nicholson, 1983) :

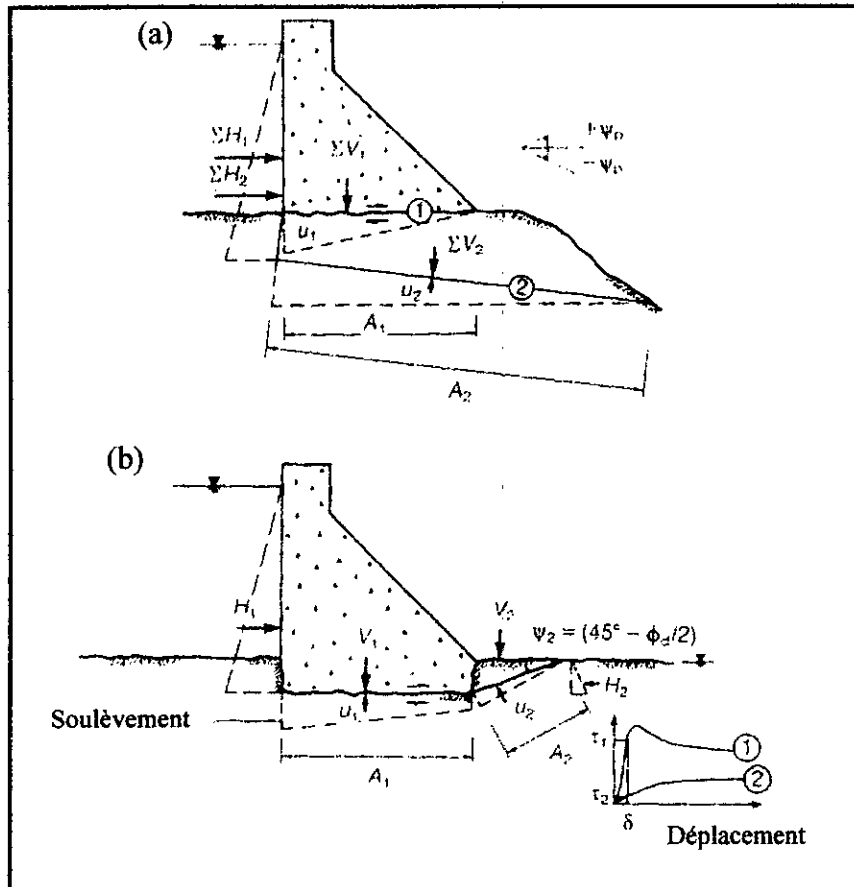


Figure VI.08 : Modes de rupture de glissement dans les fondations des barrages poids (d'après Underwood et Dixon, 1976 in Wylie, 1999)

- (a) : Rupture de glissement sur des plans continus dans la fondation.
- (b) : Rupture de glissement avec cale (arête) passive à l'orteil du barrage

Dans la figure (VI.08.a) le glissement peut avoir lieu le long de la base horizontale du barrage (1), ou le long de la fracture plane qui passe sous la fondation du barrage (2). Le facteur de sécurité (F) contre le glissement sur la base horizontale du barrage (surface 1) est :

$$F = [c A_1 + (\Sigma V_1 - U_1) \tan \Phi] / (\Sigma H_1) \tag{VI.38}$$

Où : c : est la cohésion

A_1 : est la surface du plan de glissement

ΣV_1 : le poids du barrage.

U_1 : est la force de soulèvement de l'eau

Φ : est l'angle de frottement interne.

ΣH_1 : est la force horizontale due à la poussée d'eau qui agit sur les faces amont du barrage

(U) force de soulèvement agit sur le plan potentiel de glissement est calculée selon la formule (VI.39) :

$$U = Ah \gamma_w \quad (\text{VI.39})$$

La force due à la force horizontale due à la poussée d'eau qui agit sur les faces amont du barrage est calculée selon la formule (VI.40) :

$$H = A ((h_w)^2 \times \gamma_w) / 2 \quad (\text{VI.40})$$

Où :

h_w est la hauteur de l'eau.

γ_w est le poids volumique d'eau

A est la surface du plan de glissement

Pour une surface de glissement non horizontale (fig.VI.08.a), surface (2) avec pendage de $(-\Psi_p)$, le facteur de sécurité est calculé par l'utilisation de l'équation (VI.39) où toutes les forces horizontales et verticales sont résolues en forces normales et de cisaillement agissantes sur la surface de glissement. La force de soulèvement (U_2) agit normale au plan de glissement (Wyllie, 1999) :

$$F = [c A_2 + (\Sigma V_2 \cos \Psi_p - u_2 + \Sigma H_2 \sin \Psi_p) \tan \Phi] / [\Sigma H_2 \cos \Psi_p - \Sigma V_2 \sin] \quad (\text{VI.40})$$

Noter que l'angle (Ψ_p) est positive si la fondation plonge vers amont et négative si elle plonge vers avale.

Dans la figure (VI.08.b) le barrage est enfoncé dans la fondation de telle sorte qu'il y a une cale passive de la roche au pied du barrage lequel fournit une force résistante plus à la résistance de cisaillement de la base du barrage (Wyllie, 1999).

L'équation générale pour le facteur de sécurité d'une surface composée de (n) segments de lignes droites est (Nicholsen, 1983) :

$$F = \Sigma [((c_i A_i \cos \Psi_i) + (V_i - u_i \cos \Psi_i) \tan \Phi_i) / \eta_{\Psi_i}] / \Sigma (H_i - V_i \tan \Psi_i) \quad (\text{VI.41})$$

Où : i : est un indice associé avec les segments planaires le long de la surface critique de la rupture

H : est la somme de la force horizontale externe agissante sur la tranche

$$\text{Avec:} \quad \eta_{\Psi_i} = [1 - \tan \Phi \tan \Psi_i / F] / (1 + \tan \Psi_i^2) \quad (\text{VI.42})$$

Parce que (η_{ψ_i}) est en fonction du (F) , le calcul du facteur de sécurité est un processus itérative requérant premièrement une évaluation initiale du (F) , laquelle recherchée en chaque itération successive.

Lorsque le barrage est enfoncé dans le rocher, l'angle de pendage (Ψ_2) de la base de la cale passive peut être défini par la géologie structurale. Cependant, dans un sol ou rocher tendre où la rupture plane n'est pas définie par un plan préexistant, (Ψ_2) est donné par :

$$\Psi_2 = (45^\circ - (\Phi_d/2)) \tag{VI.43}$$

L'angle (Ψ_d) est l'angle développé de frottement interne lequel est égale à :

$$\Psi_d = \tan^{-1} (\tan \Phi / F) \tag{VI.44}$$

L'US Army Corps of Engineering (1981) a établi un facteur de sécurité de 2.0 pour des conditions normales de chargement statique, et 1.3 pour des conditions de chargement dynamique.

VI.13. L'analyse de la stabilité du barrage poids contre le renversement :

La stabilité contre le renversement est déterminée par le calcul de la résultante des forces agissantes sur la fondation. En assurant que cette résultante agit dans la base de la structure (figure VI.09).

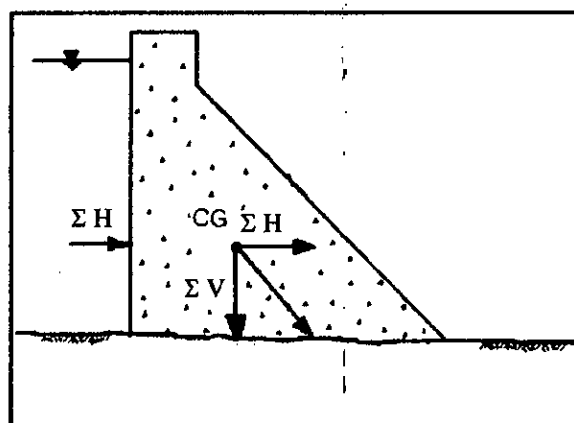


Figure VI.09 : Méthode approximative de calculer la stabilité de renversement pour les barrages poids (Underwod et dixon, 1976 in D. C. Wyllie, 1999, modifié)

La résultante des forces agit au centre de gravité de la structure est la somme des vecteurs de toutes forces horizontales et verticales.

L'effet des séismes sur le renversement peut être déterminé par l'addition d'une force hydrostatique au vecteur de la force résultante. Ceci aura l'effet de diminuer l'inclinaison de la résultante, et l'augmentation de la valeur de l'excentricité (e). Pour la stabilité contre le renversement sous les conditions des charges sismiques, il est habituellement considéré de contenir que la résultante se trouve dans la base de la structure (Wyllie, 1999)

En pratique, il est probable que le renversement du corps d'un barrage poids se produit avec d'autres ruptures de fondation. Ces ruptures comprendront l'écrasement du matériel au pied et la fissuration du matériel de l'amont résultant en une augmentation de la pression de soulèvement et une réduction dans la résistance au cisaillement.

Pour assurer la stabilité du barrage contre le renversement, il faut vérifier la condition suivante :

La somme des moments des forces verticales est supérieure à la somme des moments forces horizontales : $\Sigma V > \Sigma H$

VI.14. La stabilité contre le glissement du barrage poids de Beni Haroun :

D'après le rapport de l'A.N.B.T (1998), la hauteur du barrage de Beni Haroun est 120 m et sa construction en zone sismique : 0.17 g séisme de projet, et séisme exceptionnel de 0.3 g, le volume globale de l'ouvrage est voisin de 1700000m^3 . La largeur de la fondation du barrage est 93 m et sa longueur est 710m.

Si on considère que le poids volumique du béton est 25 KN/m^3 , le poids du barrage serait égal à $425 \times 10^5\text{ KN}$

Les conditions géologiques, nous permettent de réaliser deux cas différent pour calculer le facteur de sécurité du barrage :

- Le premier cas est le plus simple où la masse rocheuse de fondation n'est pas fracturée.
- Le deuxième cas est le cas possible, le plus dangereux où la masse rocheuse a une fracturation importante.

Le facteur de sécurité est calculé pour les conditions normales de chargement statique et pour les conditions de chargement dynamique

VI.15.1. Le cas simple :

Le cas simple est représenté sur la figure (VI.10) où les conditions géologiques de la masse rocheuse de fondation sont favorables (la masses rocheuse n'a pas une fracturation importante)

Les forces normales sont présentées par le poids du barrage et la pression hydrostatique du réservoir, et les forces tangentielles sont représentées par la force de poussée de l'eau et les forces sismiques. Le facteur de sécurité est calculé selon l'équation (VI.38).

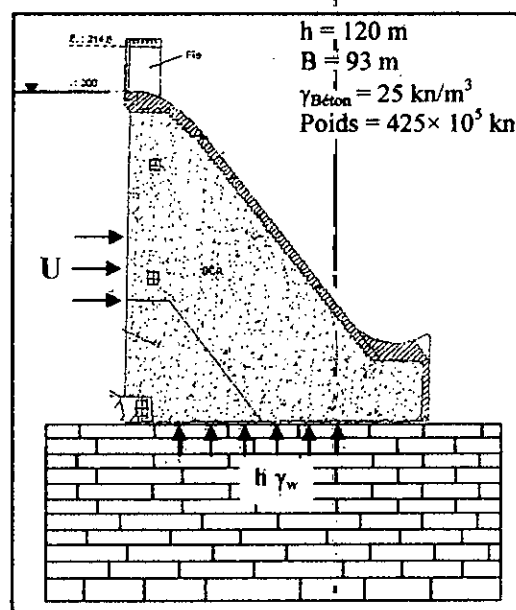


Figure VI.10 : Le cas simple du barrage poids de Beni Haroun

Le tableau (VI.07) représente les facteurs de sécurité calculés pour le cas simple

poids	425 × 10 ⁵ KN			
U	66.96 × 10 ⁵ KN			
h γ _w	1200 KN			
φ (°)	26.09	27.77	28.62	30.08
C (KN)	6132	6640	7094	7608
Fs pour les conditions statiques	3.25	3.39	3.52	3.78
Fs pour le séisme maximal (w _a = 0.17)	1.5	1.63	1.69	1.82
Fs pour le séisme exceptionnel (w _a = 0.3)	1.10	1.16	1.21	1.30

Tableau VI.07 : Les facteurs de sécurité pour le cas simple

Exemple de calcul :

$$U = h \gamma_w = 120 \times 10 = 1200 \text{ KN}$$

$$H = [(A \times (h_w)^2 \times \gamma_w)] / 2 = [(93 \times (120)^2 \times 10)] / 2 = 6696000 \text{ KN}$$

$$F_s = [C \times A + (P - AH \gamma_w) \tan \phi] / [H + 0.17 P]$$

$$F_s = [(6640 \times 93) + ((425 \times 10^5 - 1200 \times 93) \tan 26.06)] / [(66.96 \times 10^5) + (0.17 \times 425 \times 10^5)]$$

$$F_s = 1.5$$

Avec :

P : Poids du barrage

A : La surface de glissement = largeur du fondation par mètre linéaire (93m²)

U : La force de poussé d'eau

C : La cohésion de la masse rocheuse

ϕ : L'angle du frottement interne de la masse rocheuse.

Selon l'US Army Corps of Engineering (1981) qui a établi un facteur de sécurité $F_s = 2.0$ pour les conditions normales de chargement statique, et 1.3 pour des conditions de chargement dynamique.

Dans le cas naturel les facteurs de sécurité sont supérieurs à 2, et dans le cas du séisme maximal (0.17g) les facteurs de sécurité supérieure à 1.3, donc aucun risque de rupture par glissement ne menace le barrage, même dans le cas du séisme exceptionnel aucun risque sérieux menace la stabilité du barrage.

VI.15.2. Le cas possible :

La masse rocheuse de fondation du barrage poids de Beni Haroun présente une importance fracturation, augmentant le risque de rupture du barrage par le glissement. Ce risque est influencé par l'angle et le sens du plongement des joints. Il est plus grand lorsque l'angle de plongement est faible.

Le plongement des joints de la masse rocheuse de fondation du barrage de Beni Haroun est compris entre 60° et 90° avec des orientations vers l'amont et vers aval (voir chapitre III). Le facteur de sécurité est calculé pour l'angle de 60° qui correspond le cas le plus défavorable avec des orientations vers l'aval. Ce cas est représenté sur la figure (VI.11).

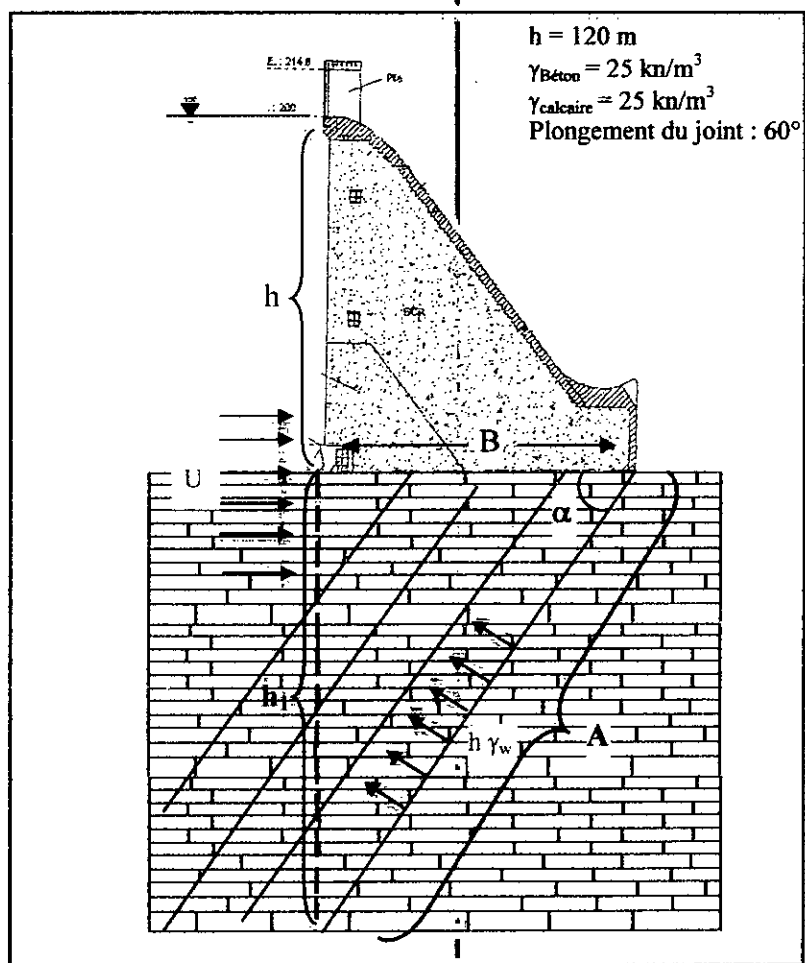


Figure VI.11 : Le cas possible et dangereux du barrage poids de Beni Haroun

Premièrement on va calculer (h_1) pour déterminer le poids du bloc :

$$\cos\alpha = B/A \text{ alors } \cos 60^\circ = B/A \text{ tant que } \cos 60^\circ = 1/2 \text{ donc } A = 2B$$

$$A^2 = B^2 + h_1^2 \Leftrightarrow 4 B^2 = B^2 + h_1^2 \Leftrightarrow h_1^2 = 3 B^2 = 3 \times (93)^2 \Leftrightarrow h_1 = 161 \text{ m}$$

Deuxièmement on calcule le poids du bloc du massif rocheux limité par le triangle (ABh_1). Le bloc du massif rocheux de calcaire est immergé dans l'eau, donc on prend le poids volumique déjaugé du calcaire dans les calculs.

$$\gamma_{\text{déjaugé}} = \gamma_{\text{calcaire}} - \gamma_w = 25 - 10 = 15 \text{ KN/m}^3$$

Le poids du bloc du massif rocheux est :

$$P_{\text{bloc}} = ((B \times h_1) / 2) \times 1 \times \gamma_{\text{déjaugé}} = ((93 \times 161) / 2) \times 1 \times 15 = 112297.5 \text{ KN}$$

Donc le poids du bloc du massif rocheux du calcaire est : 112297.5 KN

Le tableau (VI.08) représente les facteurs de sécurité calculés pour le cas possible

Poids barrage	425 × 10 ⁵ KN			
Poids du bloc	112297.5 KN			
Poids total	426.122975 × 10 ⁵ KN			
h γ _w	28100 KN			
φ (°)	26.06	27.77	28.62	30.08
C (KN)	0	0	0	0
Fs pour les conditions statiques	5.80	6.03	6.26	6.73
Fs pour le séisme maximal (wa= 0.17)	5.03	5.23	5.44	5.84
Fs pour le séisme exceptionnel (wa= 0.3)	2.50	2.60	2.70	2.90

Tableau VI. 08 : Les facteurs de sécurité du cas possible

Exemple de calcul :

$$U = [(A \times (h_w)^2 \times \gamma_w)] / 2 = [(96 \times (120)^2 \times 10)] / 2 = 6696000 \text{ KN}$$

$$F_s = [C \times A + (P \cos\alpha + P \sin\alpha + 0.17 P \sin\alpha + U \sin\alpha - U) \tan\phi] / [0.17 P \cos\alpha + U \cos\alpha]$$

$$F_s = 5.03$$

Avec :

P : Poids du barrage

A : La surface de glissement = largeur du fondation par mètre linéaire (93m²)

U : La force de poussé d'eau

C : La cohésion de la masse rocheuse

φ : L'angle du frottement interne de la masse rocheuse

Aucun risque ne menace la stabilité du barrage.

VI.16.Conclusion :

La valeur de la capacité portante, la plus modeste, est supérieure à la charge transmise par le barrage. Donc aucun risque de portance ne menace le barrage de Beni Haroun. Avec un tassement faible.

Le barrage de Beni Haroun ne présente aucun risque de rupture par glissement.

Si les conditions géologiques défavorables prévues dans notre étude sont vérifiées, le barrage est en risque de rupture.

Chapitre VII :

Conclusion générale

Conclusion générale :

Le site de Beni Haroun est situé et caractérisé par les formations telliennes, dont leurs dépôts vont du tertiaire. Il est occupé essentiellement par les marnes du Paléocène et les calcaires de l'Eocène. Le barrage de Beni Haroun est implanté sur les calcaires de l'Eocène.

La masse rocheuse du site du barrage de Beni Haroun est légèrement altérée et partiellement déstructurée. Elle est traversée par trois familles de joints distincts, où deux de direction sensiblement Est-Ouest et une de direction Nord Ouest- Sud Est avec un plongement varie entre 60° et 90 vers Nord Ouest et Sud Ouest respectivement.

Les discontinuités ont un espacement moyen de 0.30 à 0.62 mètre avec une fréquence de 1.36 à 2.72 par mètre, leurs surfaces sont légèrement rugueuses et faiblement altérées.

L'ouverture des discontinuités est remplie par la calcite ou vide avec une épaisseur inférieure ou égale à 1 millimètre m avec la présence des ouvertures entre 1 et 5 millimètre.

Les résultats de calcul de la perméabilité avec les résultats de l'essai Lugeon, tout les deux, montrent que la masse rocheuse de Beni Haroun est peu perméable.

La masse rocheuse du site de barrage est de qualité moyenne telle révélée par la classification géotechnique par les systèmes de classification RQD, RMR et GSI.

Le critère de rupture de Hoek - Brown montre que la masse rocheuse supporte le poids du barrage suivant les paramètres intrinsèques de la masse rocheuse s , m_i , m_b , a obtenus par le logiciel Roclab à la base de l'application des systèmes de classification RMR et GSI

La capacité portante de la masse rocheuse du site de Beni Haroun est calculée suivant les caractéristiques mécaniques les plus modeste, ces dernières sont obtenues par le logiciel Roclab et manuellement. Dans tout les cas, elle est supérieur à la charge transmise par le barrage, avec un tassement faible.

Le barrage est stable contre le glissement dans toutes les conditions géologiques pour les deux conditions de chargement statiques et dynamiques ; Ainsi, leurs stabilité est vérifié par le système Dam Mass Rating (DMR).

En vue du manque des données, notre étude de vérification de la stabilité du barrage de Beni Haroun reste plus moins imprécise. Pour cela, Il est conseillé de collecter toutes les données nécessaires pour faire une étude plus précise et ponctuelle sur le barrage pour garantir la bonne exploitation de lui sans aucun risque.

Une étude précise et ponctuelle d'une part nous permet de bien connaître l'état du barrage et d'autre part savoir comment intervenir et choisir les méthodes de confortement les plus économiques et les plus efficaces dans les plus bref délais.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE:

- Afrouz, A. A. (1992): Practical handbook of rock mass classification systems and modes of ground failure. Boca Raton: CRC Press, 195 p.
- Agence Nationale des Barrages et Transfert (1998): Barrage de Beni Haroun en béton compacte en rouleau. Avant projet détaillé. Volume 1: rapport de synthèse.
- Amirache H. (2001): L'eau, le substrat, la tectonique et l'anthropisation dans les phénomènes érosifs du Tell Nord Constantinois. Thèse d'état F.S.T.G.A.T.- p226.
- 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 p.p. 355—388.
- Anon (2003) : Comité Français de Mécanique Des Roches, Manuel de Mécanique des Roches, Tome 2 : Les applications. ISBN: 2-911762-45-2. Dépôt légal : janvier 2004.
- Aoun M. (2002) : Problèmes géologiques et géotechniques dans le bassin de Mila : leur impact sur les ouvrages d'arts. Mémoire de Magistère. Centre universitaire Cheikh Larbi Tebessi, Tébessa, Algérie
- Barton, N.R., Lien, R. and Lunde, J. (1974): Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech., 6, 189-239.
- Barton, N. (1988): Rock mass classification and tunnel reinforcement selection using the Q-system, In: Rock Classification Systems for Engineering Purposes, 59-88 (Louis Kirkaldie (Ed)), ASTM STP 984, and American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Barton, N. (2002): Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. Int. J. Rock Mech. Min., 39, 185-216.
- Bell, F. G. (2007): Engineering geology (Second edition). Butterworth-Heinemann publications, ELSEVIER, ISBN-13 : 978-0-7506-8077-6.581p.
- Bernaix, J. (1969): New Laboratory methods of studying the mechanical properties of rock, Int. J. Rock Mech. Min Sci. 6: 43 – 90.
- Bishnoi, B. W. (1968): Bearing capacity of jointed rock. Ph.D.Thesis, Georgia Institute

- Bishnoi, B. W. (1968): Bearing capacity of jointed rock. Ph.D.Thesis, Georgia Institute of technology.
- Bieniawski, Z. T. (1973): Engineering Classification of Jointed Rock Masses. Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs 15, pp. 335 – 344
- Bieniawski, Z. T. (1976): Engineering classification in rock engineering. In: Proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering, Johannesburg, and pp. 97 -106.
- Bieniawski Z.T.& Orr C.M. (1976):Rapid site appraisal for dam foundation by geomechanics classification. 12 th ICOLD. México. Q46. R32.
- Bieniawski, Z. T. (1978): Determining rock mass deformability: Experience from case histories. Int. J. Rock Mech. Min., 15, 237-247.
- Bieniawski, Z. T. (1989): Engineering rock mass classifications. John Wiley & 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; Raoult J. F (1971): Présence sur le socle du constantinois d'olistostrome lié au charriage des flyschs. Le Numédien peut-il entre un Noé-auchtone ? Bull. Soc. Géol. France (7), XIII.
- 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
- Bouillin, J.P. (1979): La transversale de Collo et d'El Milia (petite Kabylie): une région-clef pour l'interprétation de la tectonique alpine de la chaîne littorale d'Algérie. Mém. Soc. géol. France, 135: 1-84.
- Brady, B. H. G. and Brown, E. T. (2004): Rock mechanics for underground mining, (3rd edition). KLUWER ACADEMIC PUBLISHERS (NEW YORK, BOSTON, DORDRECHT, LONDON, MOSCOW), Springer Science + Business Media, Inc., ISBN: 1-4020-2116-X.628 p

- Broadbent, C. D. & Ripper, K. H. (1970): Fracture studies at Kimberly Pit. Proc. Proc. Symp. Planning Open Pit Mines. Johannesburg, 171 – 9. A. A. Balkema, Amsterdam.
- Chriet M. (2002) : Système de fracturation de la roche et type de sols ; influence dans le problème des mouvements de terrain. Mémoire de Magistère. Centre universitaire Cheikh Larbi Tebessi, Tébessa, Algérie.151p.
- Coiffet Ph .A (1992) : Un bassin post-nappe dans son cadre structural l'exemple du bassin de Constantine (Algérie orientale). Thèse. Science Nancy.
- Cognon et Lacombe (1997- 1998): Génie civil. Ecole centrale de Paris. 149pp.
- Coulomb, C.A. (1776) : Essai sur une application des règles de maximis et minimis a quelque problèmes de statique, relatifs`a l'architecture. Mémoires de Mathématique et de Physique, L'Académie Royale des Sciences, 7:343–82.
- Costet J. et Sanglerat G (1981): Cours pratiques de mécanique des sols. Tome 1: plasticité et calcul des tassements calcules des ouvrages. 3ème édition. Dunod, paris. 277 p.
- Dearman, W. R. (1974): The characterisation of rock of civil engineering practice in Britain. Centenaire de la Société Géologique de Belgique. Colloque : Géologie de l'Ingénieur, Liège, 1 – 75.
- Deere, D. U. (1968): Geological considerations. In: Rock mechanics in engineering practice, (R. G. Stagg and D. C. Zienkiewicz.(Eds.)), Division of Civil Engineering, School of Engineering, University of Wales, Swansea, John Wiley & sons, New York, 1-20.
- 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., Merritt, A.H., and Coon, R.F. (1969): Engineering Classification of In-Situ Rock, Technical Report No.AFWL-TR-67-144, Kirtland Air Force Base, NewMexico, 280pp. Available from the U.S.Department of Commerce, NTIS, Springfield, VA, Pub.No.AD.848798.
- Devil's Slide Tunnel Project (EMI: September 15, 2005): Geotechnical Design Report, ILF CONSULTANTS, INC. Engineers and Architects.

- Djellit, H. (1987): Evolution tectonométamorphique du socle Kabyle et polarité de mise en place de nappes de flyschs en petite Kabylie occidentale (Algérie). Thèse Doct. Uni. de Paris,
- Doruk, P. (1991): Analysis of the laboratory strength data using the original and modified Hoek-Brown failure criteria. Master of Science thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada. ISBN 0-315-65474-0.
- 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 Berbéris. Bull. Srr. Carte géol. Algérie, 39: 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).
- Durville J.L. et Héraud H. (1995): Description des roches et des massifs rocheux. Technique de l'ingénieur, traité construction. Doc. C 352-1
- 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.
- Edelbro, C. (2004): Evaluation of rock mass strength criteria. Licentiate thesis. Luleå University of Technology, 2004: 72. Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock Mechanics. ISSN : 1402 – 1757.
- Ficheur, E. (1903): Les terrains anciens et l'Eocène métamorphique dans les massifs Numidiens. Bull. Soc. Géol. France. P.407-431
- Filliat George (1981): La pratique des sols et fondations. Edition du Moniteur, Paris.
- Fougnots (1990) : Le magmatisme miocène du littoral Nord constantinois. Thèse Doct, INPL Nancy.
- Fourmaintraux, D. (1976) : Characterization of rocks, laboratory tests, Chapter IV in La mécanique des roches appliqué aux ouvrages de génie civil by Marc Panet et al. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

- 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.
- Goel, R. K., Jethwa, J. L. and Paithankar, A. G. (1995) : Correlation between Barton's Q and Bieniawski's RMR – A new approach, Technical Note, Int. J. Rock Mech. Min., 33 (2), 179-181.
- Goodman, R. E. & Duncan, J. M. (1971): The rôle of structure and solid mechanics in the design of surface and underground excavation in rock, in Structure, solid mechanics and engineering design. Pergamon. London, 233pp.
- Goodman, Richard E. (1989): Introduction to Rock Mechanics, 2nd ed. Wiley: New York, 562p.
- Habimana Jean (1999): caractérisation géomécanique des roches cataclastiques rencontrées dans des ouvrages souterrains Alpains. Thèse de doctorat es sciences techniques. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.
- Harza Engineering Company (1985): Etude d'avant projet détaillé sur l'oued El-Kebeir ou l'un de ses affluents. Mission 3 : Etude comparative des variantes. Vol. 1 : Rapport de synthèse
- Helgstedt, M.D. (1997) : An assessment of the in-situ shear strength of rock masses and discontinuities, Master of science thesis, 1997:178 Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology, CIV. ISSN: 1402-1617, ISRN:LTU-EX--1997/178—SE
- Hoek, E. and Brown, E. T. (1980): Underground excavations in rock. London: Instn. Min. Metall.
- Hoek, E. (1983): Strength of Jointed Rock Masses. Géotechnique, 33 (3), 187-223.
- Hoek, E. and Brown, E. T. (1988): The Hoek-Brown failure criterion – a 1988 update. In: Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, University of Toronto, 31-38.
- Hoek, E., Wood, D. and Shah, S. (1992): A modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses. In: Proceedings of the international ISRM Symposium on Rock Characterisation – EUROCK '92, British Geotechnical Society, Chester, September, 1, 209-214.

- Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F. (1993): Design of support for underground hard rock mines. Funding by MRD Mining Research Directorate and Universities Research Incentive Fund.
- 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. and Karzulovic, A. (2001): Rock mass properties for surface mines, In: Slope stability in surface mining, chapter 6, 59-703-202, (Eds. W.A. Hustrulid, M.K. McCarter, D.J.A Van Zyl), Littleton, Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. (SME).
- Hoek, E. (2002): A brief history of the Hoek-Brown criterion, Program: "RocLab", URL: <http://www.rockscience.com>.
- 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.
- Hudson, J.A. (1989): Rock Mechanic Principles in Engineering Practice CIRIA/Butterworth's, London.
- International Society for Rock Mechanics (ISRM) (1981): Commission on classification of rocks and rock masses, *Int. J. Rock Mech. Min.*, Abstr. 18, 85-110.
- Lahander. J. C (1979): Datation Des Grés Numidien d'Algérie Orientale Conséquences Structurales. C : R .A code SC. Paris T 289, (D), N° 4 PP 383 – 386.
- Mahdjoub (1991): Cinématique des déformations et évolution P-T, anté alpine en petite Kabylie (Algérie nord orientale), Thèse Doct, USTHB, Alger.
- Merabet S. (2001) : Etude géologique et structurale de la transversale El-Milia-Sidi Merouen (Jijel-Mila). Département des Sciences de la Terre, Université Mentouri, Constantine, Algérie.

- Merritt A. H (1972): Geological predictions for underground excavation. In: Proceeding of the North American Rapid Excavation and Tunneling Conference, 1, 115-132.
- Milne, D., Germain, P., Grant, D. and Noble, P. (1991): Proceedings - congress of the international society for rock mechanics. In: Proceedings of the 7th International Congress on Rock Mechanics, September 16-20, 2 vols., p 293. CODEN: ISRPB7.
- Nicholson, G. A (1983): Design of gravity dams and rock foundations: sliding stability assessment by limit equilibrium and selection of shear strength parameters. Technical report GL-83-13, U. S. Army Engineering waterway experiment station, Vicksburg, MS 39180.
- Ouabadi A. (1994): Pétrologie, géochimie et origine des granitoides peralumineux à cordiérite (Cap-Bougaroun, Beni-Touft et Filfila) Algérie Nord orientale . Thèse Doct. Univ. Rennes I, France.
- 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.
- Palmström, A. (1995): RMI – A rock mass characterization system for rock engineering purposes. Ph. D. thesis, University of Oslo, Norway, 400 p.
URL: www.rockmass.net
- Peck R. B., Hanson W.E, and Thornburn T. H. (1974) : Foundation Engineering, 2nd ed., Wiley and Sons, NY.
- 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 & Hall. ISBN 0 412 47600 2.
- 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.
- Raoult, J.F. (1974): Géologie du centre de la chaîne Numidique (Nord du Constantinois, Algérie). Mem. Soc. Géol. France, 53, 121: 1-163

- Robin C. (1970): Etude géodynamique du massif volcanique du cap Cavallo, El Aouana, Algérie. Thèse de troisième cycle, 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: 67 – 94.
- Romana M. (2003a): DMR (Dam Mass Rating). An adaptation of RMR geomechanic classification for use in dam foundation. Inst. Cong. on Rock Mechanics. (Technology roadmap for rock mechanics) South African Inst. Of Min and Met.
- Romana M. (2003b): DMR, a new geomechanics classification for use in dams foundations, adapted from RMR. 4th International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) Dams MADRID.
- Romana M. (2004): DMR(an adaptation of RMR), a new geomechanics classification for use in dams foundations, 9° Congresso Luso de Getecnica, Aveiro Universidad Politénica de Valencia, Spain.
- Roubault M., (1934 b) : La Kabylie de Collo, Etude géologique. Bull. Serv. Carte Géol. Algérie, Alger, 2e série, N°10.
- Sabatini P.J., Bachus R.C., Mayne P.W., Schneider J.A., Zettler T.E. (2002, April): Geotechnical Engineering Circular NO. 5, Evaluation of Soil and Rock Properties - Technical Report Manuel. U.S. Department of Transportation. Office of Bridge Technology. Federal Highway Administration 400, Seventh Street, SW Washington, DC 20590.266 p.
- Serafim, J.L., and Pereira, J.P. (1983) : Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski, Proceedings, International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction, LNEC, Lisbon, Portugal, Vol.1, pp.II.33-II.42.
- Singh, B. and Goel, R.K. (1999): Rock mass classification-A practical approach in civil engineering. Elsevier, Netherlands.
- Sjöberg, J. (1997): Estimating rock mass strength using the Hoek – Brown failure criterion and rock mass classification – A review and application to the Aznalcollare open pit, Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock Mechanics.

- Skinner, E. H. (1988): A ground support prediction concept: The Rock Structure Rating (RSR) Model, In: Rock Classification Systems for Engineering Purposes, (Louis Kirkaldie (Ed)), (pp 35-51) ASTM STP 984, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Semroud B. (1970) : Etude pétrographique du granite du Filfila (Skikda). Thèse de doct. 3eme cycle, Univ, Alger.
- Sowers, G. F (1979): Introductory soil mechanics and foundations: Geotechnical Engineering, 4 th ed, McMillan, NY.
- Snell & Knigh (1991): Susceptibility of dams to failure by sliding on sub-foundation strata that dips upstream. 17th ICOLD Vienna, Q66 R88.
- Snow, D. T. (1965): A parallel plate model of fractured permeable media, PhD. thesis, University of California, Berkeley.
- 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.
- Terzaghi, K (1946): Rock defects and loads on tunnel supports. In Proctor, R J & White, T L (eds.), Rock Tunnelling with Steel Supports. The Commercial Shearing & Stamping Co., Youngstown, Ohio.
- U.S Army Corps of Engineers (1994): Engineering and design : rock foundations, manual 1110-1-2908. Department of the Army, Washington, DC 20314-1000.
- 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.
- Wahlstrom E. E. (1974): Dams, dam foundations, and reservoir sites, Developments in Geotechnical Engineering 6, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam Oxford New York.
- Wickham, G. E., Tiedeman, H. R. and Skinner, E. H. (1972): Support determination based on geological predictions. In: Proceedings of the North American Rapid Excavation & Tunnelling Conference, American Society of Mechanical Engineers, New York, 43-64.

- Wildi. W. (1983): Chaîne Tello- Rifaine (Algérie – Maroc –Tunisie) Structure Stratigraphique et Evolution de Trias au Miocène.
- Wood d. (1991): Estimating Hoek-Brown rock mass strength parameters from rock mass classifications. Transportation research record 1330, 22-29.
- Wylie, Duncan.C. (1999): Foundations on Rock, 2nd ed., E & FN Spon, ISBN: 0419232109. 401 p
- ZHAO Jian (2007): Mécanique des roches. Course Lectures. Part 3 –Propriétés des discontinuités. Laboratoire de Mécanique de Roche (LMR). Lausanne (Suisse).

ملخص

من أجل تغطية النقص في المياه، ينصح ببناء السدود والخزانات لتجميعها. وقد بني سد بني هارون بهدف تلبية احتياجات الشرق الجزائري من الماء و سيبدأ في المستقبل القريب بتأمين الولايات مثل : جيجل، أم البواقي، ميلة، صنفونية، باتنة وخنشلة و هذا مما أدى إلى بناء محطات تحويل مهمة مثله. يقع سد بني هارون في شمال شرق الجزائر على مجرى واد الكبير على بعد 40 كيلومتر من مصبه في البحر الأبيض المتوسط.

يعتبر سد بني هارون مركب هيدروليكي مهم، على المستوى التقني يصل ارتفاعه إلى غاية 120 متر ابتداء من أساسه الذي يبلغ طوله 710 متر. وقد سعة السد للملء في حالة الإمتلاء بـ : 960 مليون متر مكعب.

حاليا سد بني هارون هو في مرحلة الإستغلال و تقريبا ممتلئ تماما بالماء مثل كل سد فهو يشكل خطرا على حياة السكان الموجودين في أسفل الواد، وذلك رغم احتياطات التأمين المأخوذ بها خلال مرحلة بنائه، لأنه يوجد دائما احتمال الإنهيار، حتى ولو كان ضعيفا فيجب أخذه بعين الإعتبار.

بني سد بني هارون على كتلة صخرية كلسية من العصر الإيسوني. وهي تتميز بتعرية خفيفة، وتقطع بثلاث عائلات مختلفة من التشققات، اثنتان منها ذات الإتجاه: شمال-غرب والأخرى ذات الإتجاه : شمال غرب-جنوب شرق. تلك التشققات تباعد متوسط يتراوح بين 0.30 متر و 0.62 متر، وفتحة متوسطة سمكها أقل أو يساوي 1 مم و هي مملوكة كليا أو جزئيا بالكلس أو فارغة. كما أن أغلب جدران التشققات تتميز بخشونة خفيفة.

الكتلة الصخرية لموقع سد بني هارون ذات نوعية متوسطة حسب التقدير بأنظمة التصنيف RMR، RQD و GSI. تجارب lugeon والحساب بواسطة الصيغ التجريبية، الموضوعية إنطلاقا من التشققات، يبينون أن الكتلة الصخرية ذات نفاذية ضعيفة للماء.

تم التحقق من ثباتية الحاجز ضد الإنزلاق بواسطة قوانين السكون وكذلك بتطبيق النظام DMR، كلتا الطريقتين تبين أن السد ثابت في الشروط التركيبية الأكثر قسوة.

تطبيق معيار الإنكسار لـ: هوك- براون يبين بكل وضوح أن مقاومة الكتلة الصخرية لموقع سد بني هارون أكبر من الجهد المطبق من طرف القاعدة. حساب للكس (الهبوط) يبين على أنه مهمل، ومنه المنشئ غير مهدد بخطر الإنهيار أو كس (هبوط) مفرط للقاعدة.

و أخيرا نقوم بالإشارة إلى أن هذه الدراسة تبقى تقدير تمهيدية لحالة للكتلة الصخرية وثباتية السد، لأن مزيد من المعطيات هي مهمة من أجل دراسة أكثر دقة وأكثر و تفصيلا.

كلمات مفتاحية : سد، كتلة صخرية، تشققات، RMR، ثباتية، هوك

Résumé

Pour répondre aux besoins en eau, il est recommandé de construire les barrages et les réservoirs pour emmagasiner l'eau. Le barrage de Beni Haroun est construit dans le but de répondre aux besoins de tout l'Est de l'Algérie en eau. Il devrait alimenter les wilayas de Jijel, Oum Bouaghi, Mila, Constantine, Batna et Khenchela ce qui mène à réaliser des structures de transfert aussi important que le barrage lui-même. Il est situé dans le Nord Est de l'Algérie sur l'oued El-Kebir à une quarantaine de kilomètres de son embouchure dans la mer méditerranéenne.

Le barrage de Beni Haroun fait un édifice hydraulique important. Sur le plan technique, il atteint les 120 m de hauteur à partir de la fondation, une longueur de 710 m en crête avec une capacité de retenue normale de 960 million de mètre cube.

Actuellement, le barrage de Beni Haroun est en phase d'exploitation et il est presque rempli d'eau. Comme tout barrage, il constitue une menace aux habitations se trouvant à l'aval, et cela, malgré les mesures de sécurité prises lors de sa réalisation car il existe toujours une probabilité de rupture qui même très faible, doit être pris en considération.

Le barrage de Beni Haroun est édifié sur les calcaires de l'Eocène. Ces derniers sont légèrement altérés et recoupés par trois familles distinctes de joints, deux de direction sensiblement Est-Ouest, et une de direction Nord Ouest-Sud Est. Les discontinuités ont un espacement moyen de 0.30 à 0.62 m et une ouverture moyenne de moins de 1 mm totalement ou partiellement remplis de calcite ou vides. Les éponges sont souvent légèrement rugueuses.

La masse rocheuse est de qualité moyenne selon la notation par les systèmes de classification RQD, RMR, et GSI. Les essais lugeons et le calcul de la perméabilité par les formules empiriques établies à partir des discontinuités qualifient la masse rocheuse de peu perméable.

La stabilité contre le glissement de la digue est vérifiée par l'application des lois de la statique ainsi que par l'application du système Dam Mass Rating (DMR). Les deux méthodes montrent que le barrage est stable dans les conditions structurales les plus défavorables.

L'application du critère de rupture de Hoek et Brown montre que la résistance de la masse rocheuse du site du barrage est nettement supérieure à la charge transmise par la digue. Le calcul de tassement montre qu'elle est également négligeable ; donc l'ouvrage n'est menacé par aucun risque de rupture ou de tassement excessive des fondations.

En fin on doit signaler que cette étude reste une estimation préliminaire des conditions de la masse rocheuse et de la stabilité du barrage car plus de données sont nécessaires pour une étude plus élaborée et plus détaillée.

Mots clés : barrage, masse rocheuse, discontinuité, RMR, stabilité, Hoek

Abstract

In order to overcome recent year shortage in water supply, it is highly advisable to build dams and reservoir to impound water and /or regulate the flow in rivers. Beni Haroun dam is constructed to satisfy water demand of the whole population of several wilayas of the NE of Algeria. For the dam to be fully exploited transfer network facilities, which are as important as the dam itself, must be constructed. The dam is located in the North East Algeria, about 50 Km to the west of Constantine city, on Rhumel-Kebir River, 40 Km before its entrance in the Mediterranean Sea.

The dam is an important hydraulic structure; technically it is a 120 m height and 710 m long with a storage capacity of 960 million cubic meter. At the present time, the dam is almost filled with water and provides water for domestic use in many places, i.e. Constantine. Like any dam, its stability is of a great concern to the population leaving downstream. It is known that despite the security measures taken during construction a failure probability, as small as it may be, exists especially when we consider earthquakes of unusual magnitudes.

Beni Haroun dam is built on Eocene limestones. They are slightly altered and cut by three distinctive sets of joints mainly; tow sets E - W, and one NW - SE. The discontinuity spacing is about 0.30 to 0.62 m and the mean aperture is around 1 mm wholly or partially filled by calcite or empty. Discontinuity walls are frequently slightly rough.

The rock masse on which the dam is constructed is of medium quality according to RMR, Q and GSI ratings. Permeability determined, along borcholes, using Lugeon tests and by way of well established empirical formulac on discontinuities qualifies the rock mass as of low permeability.

The stability of the dam against sliding is checked by classical law of static equilibrium as well as by the use of the system dam rock mass rating (DMR). Both methods show that the dam is stable in the most-unfavourable structural and hydraulic conditions.

The use of Hoek and Brown empirical failure criteria show that the strength of the rock mass is higher than the imposed load by the weight of the dam. Settlement is also negligible; so the dam is not treated failure or excessive settlement of the rock foundation.

At the end it is worth saying that this study constitute a preliminary assessment of the rock mass conditions and the stability of the dam as more data is required for a more precise and accurate study.

Key words: Dam, Rock mass, discontinuity, RMR, stability, Hoek