

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI MOKHTAR ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI MOKHTARANNABA



جامعة باجي مختار عنابة

Faculté des Sciences de la Terre  
Département des Mines

**THESE**

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de  
DOCTORAT 3<sup>ème</sup> Cycle LMD en Mines

Option : Construction des Mines

**Influence des discontinuités des  
massifs rocheux et l'effet du tir sur  
la stabilité des talus.  
Cas de la carrière de Chouf-  
Ammar, M'sila.**

Présentée par : Hamza AZZOUZ RACHED

Devant le Jury composé de :

Mr. Abdallah HAFSAOUI	Pr	Université Badji Mokhtar - Annaba	Président
Mr. Sami YAHYAOUI	MCA	Ecole Nationale Polytechniques – Alger	Rapporteur
Mr. Med- Laid BOUKELLOUL	Pr	Université Badji Mokhtar - Annaba	Examineur
Mr. Abdelaziz IDRES	Pr	Université Badji Mokhtar - Annaba	Examineur
Mr. EL Bahi HANACHI	Pr	Université Badji Mokhtar - Annaba	Invité
Mr. Belgacem MAMEN	MCA	Université Abbés Laghrour – Khenchela	Examineur
Mr. Abdelaziz BOUTRID	MCA	Université Abbés Laghrour – Khenchela	Examineur

Année Universitaire : 2020-2021

### REMERCIEMENT

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

A l'heure où j'apporte la touche finale à cette thèse, je tiens à exprimer tout d'abord ma reconnaissance et ma sympathie à Monsieur **Sami YAHYAOU**, Docteur à l'Ecole Nationale Polytechniques – Alger et mon directeur de thèse, pour leur confiance, leur disponibilité et le grand intérêt qu'ils m'ont toujours manifestés pour ce travail de recherche. Leur enthousiasme et leur optimisme communicatifs m'ont été fort précieux au cours de ces longues années. Sa patience et son attention qu'il a porté à ce travail ont été un atout précieux dans l'avancement de cette thèse.

Mes vifs remerciements vont également à mes profs Monsieur **Korichi TALHI**, Professeur à l'Université d'Annaba, **Hannachi El Bahi**, MCA à l'Université d'Annaba pour ses conseils, ses orientations, son aide et pour ses encouragements.

Je tiens à remercier profondément les membres de jury :  
Monsieur **Abdallah HAFSAOUI**, Professeur à l'Université d'Annaba, d'avoir accepté d'examiner ce travail et de m'avoir honoré de présider le jury de cette thèse.

Messieurs, **Med-Laid BOUKELLOUL** et **Abdelaziz IDRES**, Professeurs à l'Université d'Annaba, **Belgacem MAMEN** et **Abdelaziz BOUTRID**, MCA à l'Université de Khenchela, qui ont fait l'honneur d'examiner ce travail, qu'ils trouvent ici l'expression de mes sincères remerciements.

J'exprime aussi mes remerciements à tous les enseignants qui nous ont suivis le long de notre formation ainsi que tous les cadres et les travailleurs du complexe du Chouf-Ammar.

Mes remerciements vont également au corps administratif et mes camarades des départements de Mines de l'université d'Annaba et de Mines et Géologie de l'université de Bejaia.

J'adresse un grand merci à qui je dédie cette thèse, à mes parents de m'avoir toujours soutenu et d'avoir toujours cru en mes capacités tout au long de ces années d'études, à mes frères, à mes sœurs.

Il m'est particulièrement agréable de remercier enfin toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

**Mes remerciements les plus sincères**

**AZZOUZ RACHED HAMZA**



### RESUME

De nombreuses mines à ciel ouvert en Algérie sont régulièrement touchées par des instabilités qui perturbent l'exploitation comme la carrière de Chouf-Amar où les ruptures répétitives sont causées par la combinaison d'action d'un certain nombre de facteurs de prédisposition et de déclenchement.

La structure du massif rocheux est un paramètre très important ou la problématique consiste à présenter l'influence des propriétés de la caractérisation des massifs rocheux, en l'occurrence les discontinuités et leurs effets sur la stabilité des gradins avec une partie expérimentale réalisée au niveau cette carrière.

Des Analyses géo-mécanique, cinématique, d'équilibre limite numérique ont été réalisées pour évaluer le comportement des massifs rocheux en fonction des discontinuités et les résultats de ces calculs montrent la nuisance des eaux et des ondes sismiques sur la stabilité des talus à cause de leurs effets dégradant des caractéristiques mécaniques du massif.

Une signification de la résistance à la traction comme un paramètre déterminant de la résistance de la roche à la destruction ou une application et l'interprétation des essais de la résistance à la traction en connexion avec la caractérisation de la roche pour le tir est discutée.

Ces résultats sont réellement applicables dans le site étudié, permettant une exploitation optimale de la carrière avec une meilleure productivité tout en respectant la stabilité et la sécurité du site.

**Mots clés :** Massif rocheux, discontinuités, stéréographie, stabilité de talus, les éléments finis, Carrière, coefficient de sécurité.

### ABSTRACT

Many open-cast mines in Algeria are regularly affected by instabilities that interrupt the exploitation activity, such as Chouf-Amar's career where recurrent failures are caused by the combined action of a number of predisposition and triggering factors.

The structure of the rock mass is a very important parameter, where the problematic consists in presenting the influence of the properties of the characterization of the rock massifs, in this case the discontinuities and their effects on the stability of the slope with an experimental part carried out at this quarry.

Geo-mechanical, kinematic, numerical and limit equilibrium analyzes were carried out to evaluate the performance of rock massifs as a function of the discontinuities and the results of these calculations show the nuisance of water and seismic waves on the stability of the slopes due to their effects degrading the mechanical characteristics of the massif.

A significance of tensile strength as a determining parameter of rock resistance to destruction or an application and interpretation of tensile strength tests in connection with rock characterization for firing has discussed.

These results are applicable in the studied site, allowing an optimal exploitation of the quarry with a better productivity while respecting the stability and the safety of the site.

**Key words:** Rock mass, Discontinuities, Stereography, Slope stability, Finite Elements, Career, Factor of safety.

## المخلص

تتأثر العديد من المناجم المفتوحة في الجزائر بانتظام بعدم الاستقرار الذي يعطل الاستغلال مثل منجم شوف عمار، حيث الانزلاقات المتكررة بسبب اندماج عدة عوامل وأفعال متهيجة لإحداث اضرار.

إن بنية الكتل الصخرية هي عامل مهم جداً، حيث تكمن المشكلة في تقديم تأثير خصائص توصيف الكتل الصخرية، في هذه الحالة التقطعات وتأثيراتها على استقرار المنحدرات مع جزء تجريبي تم تنفيذه على مستوى هذه المحجرة.

تم إجراء تحليلات التوازن المحدود و الجيو-ميكانيكي، والحركي، والعددي لتقييم سلوك الكتل الصخرية وفقاً للتقطعات، وأظهرت نتائج هذه الحسابات الضرر المترتب عن وجود المياه والموجات الزلزالية على استقرار المنحدرات، بسبب تأثيرها على تدهور الخصائص الميكانيكية للكتل الصخرية.

تمت مناقشة معنى مؤشر قوة الشد كعامل تحديد قابلية خواص قوة الصخور للتكسير، حيث تم استخدام تطبيقات و تفسيرات لاختبارات وتجارب مقاومة الشد للصخور في صلة مع خصائص الصخور من أجل التفجير.

هذه النتائج قابلة للتطبيق في الموقع المدروس، مما يسمح بالاستغلال الأمثل للمحجرة و إنتاجية أفضل مع الحفاظ على الاستقرار والأمن للمحجرة.

**الكلمات المفتاحية:** الكتل الصخرية، التقطعات، ستيريوغرافيا، استقرار المنحدر، العناصر الدقيقة، محجرة، عامل الاستقرار.

**TABLE DES MATIERES**

Résumé  
 Table des matières ..... I  
 Liste des tableaux ..... VI  
 Liste des figures ..... VIII  
 Liste des abréviations ..... XIV

**INTRODUCTION GENERALE .....1**

**CHAPITRE I. SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF  
 ROCHEUX**

I.1. Généralités ..... 5  
 I.2. Structure d'un massif rocheux ..... 5  
 I.3. Description des massifs rocheux fracturés ..... 7  
   I.3.1. Description des discontinuités ..... 7  
     I.3.1.1. Origines de discontinuités ..... 7  
       A. Discontinuités d'origine sédimentaire ..... 7  
       B. Discontinuités d'origine métamorphique ..... 8  
       C. Discontinuités d'origine thermique ..... 8  
       D. Discontinuités d'origine mécanique ..... 8  
     I.3.1.2. Type de discontinuités ..... 10  
       a) Joints de stratification ..... 10  
       b) Failles (fractures) ..... 11  
       c) Les diaclases ..... 12  
       d) La schistosité ..... 12  
       e) Les fentes ou fractures d'extension ..... 12  
       f) Fractures, fissure et d'autres défauts structuraux ..... 12  
     I.3.1.3. Propriétés géométriques des discontinuités ..... 13  
       1) Orientation ..... 14  
       2) Extension ou l'Etendue ..... 14  
       3) La continuité ou persistance ..... 15  
       4) L'espace des joints ..... 15  
       5) La fréquence des discontinuités ..... 17  
       6) La surface spécifique des discontinuités ..... 17  
       7) La densité de discontinuités ..... 17  
     I.3.1.4. Caractéristiques mécaniques d'une discontinuité ..... 18  
       I.3.1.4.1. Propriétés de surface ..... 18  
         A. La rugosité ..... 18  
         B. L'ouverture et matériaux du remplissage des discontinuités ..... 19  
         C. Les infiltrations ..... 20  
       I.3.1.4.2. Propriétés mécanique ..... 20  
       I.3.1.4.3. La déformation des joints ..... 21

A. La déformation normale .....	21
B. La déformation tangentielle .....	21
C. La dilatance .....	22
I.3.1.4.4. La rupture des joints .....	22
A. L'angle de frottement .....	22
B. La cohésion .....	22
C. Les critères de ruptures en traction .....	22
D. Les critères de ruptures en cisaillement .....	22
I.3.1.5. Formules numériques de calculs .....	23
I.3.2. Les propriétés de résistance de la roche comme indice de tirabilité .....	24
I.3.2.1. La résistance à la traction des roches .....	25
I.3.2.2. L'essai Brésilien .....	26
I.3.2.3 L'essai direct de résistance à la traction .....	27
I.3.3. Méthodes de mesure des discontinuités .....	27
I.3.3.1. Méthode directe .....	28
I.3.3.2. Mesures à partir de sondages .....	29
I.3.3.3. Méthodes géophysiques de surface .....	29
I.3.3.4. Méthodes imagerie de paroi .....	29
I.3.3.5. Mode de représentation des mesures .....	30
I.3.4. Analyse des mesures .....	30
I.3.4.1. Recherche des familles de fissures .....	30
I.3.4.2. La projection stéréographique sur canevas de Schmidt .....	31
I.3.4.3. Principe de la projection stéréographique .....	31
I.3.4.4. Application de la projection stéréographique aux structures tectoniques .....	32
I.3.4.5. Caractéristiques et propriétés du canevas de Schmidt .....	33
I.4. Classifications geo-mecaniques des massifs rocheux .....	34
I.4.1. Généralité .....	34
I.4.2. Classification de Bienawski (Rock Mass Rating, RMR) .....	35
I.4.3. Classification SMR (Slope Mass Rating).....	38
I.4.3.1. SMR Discontinues (Romana 1993).....	38
I.4.3.2. SMR CONTINU (Tomás et al 2007) .....	41
I.4.4. Chinese Slope Mass Rating (CSMR) .....	43
I.5. Conclusion.....	45

## **CHAPITE II. INSTABILITÉ DES MASSIFS ROCHEUX**

II.1. Généralité .....	46
II.2. Les types d'instabilité dans les massifs rocheux fracturés .....	46
A. Glissement circulaire .....	48
B. Glissement plans .....	49
C. Glissement de coin (dièdre) .....	49
D. Toppling.....	49
II.3. Les instabilités structurales .....	49
II.4. Les instabilités par excès de contraintes .....	49
II.5. Les instabilités mixtes.....	50

II.6. La prévision des instabilités structurales à l'aide de la projection stéréographique .....	50
II.6.1. Généralité .....	50
II.6.2. Définition de la prévision.....	50
II.6.3. Période de la prévision .....	51
II.6.4. Les excavations à découvert.....	51
II.6.5. Les excavations souterraines.....	52
II.7. Les autres méthodes de prévision des instabilités structurales .....	52
II.7.1. Les méthodes à formulation mathématique complète .....	52
II.7.2. Les méthodes à formulation mathématique incomplète .....	52
II.7.3. Les méthodes faisant intervenir la programmation mathématique.....	53
II.8. Analyse de stabilité de pentes rocheuses .....	53
II.8.1. Généralité .....	53
II.8.2. Les méthodes d'analyse de stabilité des talus rocheux .....	54
II.8.2.1. Les méthodes empiriques (Empirical Methods).....	54
II.8.2.2. La méthode d'équilibre limite (Limit Equilibrium Methods) ...	55
II.8.2.2.1. Cas d'une rupture plane de longueur infinie.....	56
II.8.2.2.2. Cas de rupture de pente de longueur finie .....	57
II.8.2.2.3. Cas d'une rupture circulaire .....	59
➤ Méthode de Fellenius (1927).....	60
➤ Méthode de Bishop simplifiée (1955) .....	62
➤ Méthode de Morgenstern et Price (1965) .....	62
➤ Méthode de Spencer (1967).....	63
➤ Méthode de Janbu simplifiée .....	64
II.8.2.2.4. Les inconvénients de la méthode d'équilibre limite .	65
II.8.2.3. La méthode des éléments finis .....	66
II.8.2.4. La méthode des différences finies .....	66
II.8.2.5. La méthode des éléments distincts .....	67
II.8.2.6. La Méthode cinématique.....	67
II.8.2.6.1. Introduction .....	68
II.8.2.6.2. Détection du risque de rupture .....	68
II.8.2.6.3. Mécanismes de ruptures .....	68
II.9. Calcul du coefficient de sécurité ( $F_s$ ).....	73
II.10. Conclusion .....	75

### **CHAPIRE III. CARACTERISATION DES MASSIFS DU SITE DE CHOUF-AMMAR**

III.1. Généralités sur la région d'étude .....	76
III.1.1. Historique .....	76
III.1.2. Gisement de calcaire de Chouf Ammar .....	76
III.1.3. La situation géographique et administrative du périmètre d'étude.....	77
III.1.4. Litho stratigraphie du Site .....	79
III.1.5. Litho stratigraphie du gisement de calcaire de Chouf-Ammar .....	80

III.1.6. Géologie du gisement .....	81
a) Hydrographie .....	81
b) Hydrogéologie .....	81
c) Structure et tectonique du gisement.....	82
III.2. Méthodologie et volume des travaux.....	85
III.3. Calcul des réserves .....	88
III.3.1. Réserves nécessaires.....	88
III.3.2. Méthodes et paramètres de calcul des réserves.....	88
III.3.3. Réserves estimées.....	88
III.4. Caractérisation et traitement des données structurales du massif de la carrière de Chouf-Ammar.....	89
III.4.1. Introduction .....	89
III.4.2. Essais physico–mécaniques .....	90
A. La marne .....	91
B. Calcaire .....	91
III.4.3. La vitesse maximale de déplacement des ondes.....	93
III.5. Collecte et traitement des données structurales .....	94
III.5.1. Familles de discontinuités de la carrière de Chouf-Ammar.....	94
III.5.2. Les résultats de calculs des paramètres géométriques .....	102
III.6. Les résultats des essais de résistance à la traction .....	109
III.7. Discussion des résultats .....	115
III.7.1. Discussion des résultats de calculs des paramètres géométriques .....	115
III.7.2. Discussion des résultats des essais de résistance à la traction .....	116
III.7. Conclusion .....	117

**CHAPITRE IV. DELIMITATION DES ZONES D'INSTABILITE ET DE RUPTURE DANS LA CARRIERE DE CHOUF-AMMAR**

IV.1. Introduction .....	119
IV.2. Classification SMR et CSMR du massif rocheux de la carrière de Chouf-Ammar .....	121
IV.3. Analyse de stabilité par projection stéréographique.....	133
IV.4. Discussion des résultats .....	142
IV.5. Conclusion .....	146

**CHAPITRE V. ANALYSE DE STABILITE PAR LA METHODE D'EQUILIBRE LIMITE ET VALIDATION NUMERIQUE DES RESULTATS**

V.1. Introduction .....	148
V.2. Méthodes d'équilibre limite par SLIDE .....	148
V.2.1. Présentation du logiciel Slide .....	149
V.2.2. Les caractéristiques de modélisation par Slide.....	150

V.2.3. Les étapes de modélisation par Slide .....	150
V.3. Préparation de modèle .....	151
V.4. Les phases de calcul.....	155
V.4.1. Cas Statique .....	155
V.4.2. Cas Dynamique .....	163
V.5. Discussions des résultats de logiciel Slide.....	171
V.6. La méthode basée sur les éléments finis.....	172
V.6.1. Introduction .....	172
V.6.2. Les phases de calcul.....	173
V.6.3. Discussions des résultats de logiciel Phase2 (les éléments finis).....	182
V.6.4. Cinétique du mécanisme de glissement (distribution des vecteurs de déplacement).....	182
V.7. Conclusion .....	183
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>184</b>
<b>ANNEXE 1. CALCULS DES PARAMETRES GEOMETRIQUES .....</b>	<b>186</b>
<b>ANNEXE 2. CALCULE AUTOMATIQUEMENT DES ANGLES AUXILIAIRES PAR <i>SMRTOOL</i>.....</b>	<b>189</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>190</b>

**LISTE DES TABLEAUX**

**CHAPITRE.I. SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF  
ROCHEUX**

<b>Tableau. I.1.</b> Classes d'extension des discontinuités .....	15
<b>Tableau. I.2.</b> Description de l'espace des discontinuités.....	16
<b>Tableau. I.3.</b> Classification de la densité de discontinuités .....	17
<b>Tableau. I.4.</b> Recommandations sur la géométrie et taux de chargement de l'échantillon dans l'essai uniaxial de la résistance à la traction .....	27
<b>Tableau. I.5.</b> Fiche type de prélèvement .....	30
<b>Tableau. I.6.</b> Classification du RMR Bieniawski 1989.....	37
<b>Tableau. I.7.</b> Classes des roches déterminées à partir d'estimation totale.....	38
<b>Tableau. I.8.</b> Les valeurs nominales d'ajustement F1, F2, F3 pour les joints et l'excavation du talus.....	40
<b>Tableau. I.9.</b> Facteur d'ajustement F4 pour la méthode d'excavation.....	40
<b>Tableau. I.10.</b> Les classes SMR définies par Romana (1985, 1993).....	40
<b>Tableau. I.11.</b> Les fonctions continues F1, F2 et F3 proposées par Tomás et al 2007 .....	43

**CHAPIRE III. CARACTERISATION DU MASSIF DU SITE DE CHOUF-AMMAR**

<b>Tableau. III. 1 :</b> Coordonnées Lambert (UTM) du gisement de Chouf Ammar .....	77
<b>Tableau. III.2.</b> Calcul des réserves par la méthode des Blocs .....	88
<b>Tableau. III. 3.</b> Calcul des réserves par Couches.....	89
<b>Tableau. III.4.</b> Calcul des réserves par la méthode des coupes .....	89
<b>Tableau. III.5.</b> Les résultats de l'essai de cisaillement direct sur la marne drainée et sèche... 91	
<b>Tableau. III.6.</b> Les paramètres du massif rocheux d'après Hoek and Brown .....	93
<b>Tableau. III.7.</b> Les résultats de calculs sur l'échantillon intact du calcaire .....	93
<b>Tableau. III.8.</b> Niveaux des vitesses et des 'accélérations maximales, extrait à partir des enregistrements via un capteur sismique (DELTA SEIS) .....	94
<b>Tableau. III.9.</b> Analyse des résultats du réseau de discontinuités et des RQD.....	103
<b>Tableau. III.10.</b> Résultats de RMR de base du massif rocheux de la carrière du Chouf- Ammar selon Bieniawski (1989).....	106
<b>Tableau. III.11.</b> L'influence de la longueur de fissure sur le rapport $\sigma_T/\sigma_{BT}$ .....	109
<b>Tableau. III.12.</b> Données sur l'exécution des essais de traction.....	110

**CHAPITRE IV. DELIMITATION DES ZONES D'INSTABILITE ET DE RUPTURE DANS LA CARRIERE DE CHOUF-AMMAR**

<b>Tableau. IV.1.</b> Les valeurs SMR et description des classes de stabilité selon Romana 1993 (valeurs discrètes) .....	123
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----

**Tableau. IV.2.** Calcul de SMR et description des classes de stabilité selon Tomas et al 2007 (valeurs continues)..... 125

**Tableau. IV.3.** Calcul de CSMR et description des classes de stabilité selon Romana 1993 ..... 128

**Tableau. IV.4.** Calcul de CSMR et description des classes de stabilité selon Tomas 2007.. 130

**Tableau. IV.5.** Les familles des discontinuités pour les formations C1, C2, C3 ..... 135

**Tableau. IV.6.** Les orientations des failles pour la carrière Chouf-Amar ..... 135

**Tableau. IV.7.** Résultats des Analyse cinématique des différents modes de rupture de la carrière de Chouf-Ammar ..... 142

**CHAPITRE V. ANALYSE DE STABILITE PAR LA METHODE  
D'EQUILIBRE LIMITEET VALIDATION NUMERIQUE DES  
RESULTATS**

**Tableau. V.1.** Les résultats d'analyse de Facteur de sécurité de profile **A-A** (Niveau 1000 à 1040) ..... 171

**Tableau. V.2.** Les résultats d'analyse de Facteur de sécurité de profile **B-B** (Niveau 1000 à 1065)..... 171

**Tableau. V.3.** Les résultats d'analyse de Facteur de sécurité de profile **C-C** (Niveau 900 à 1010)..... 171

**Tableau. V.4.** Les résultats d'analyse de Facteur de sécurité de profile **D-D** (Niveau 830 à 900)..... 172

**Tableau. V.5.** Les valeurs de Facteur de sécurité selon la méthode des éléments finis ..... 182

## LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUES

<b>Figure. I.1.</b> Les différentes échelles de modélisation et de représentation du massif rocheux. .	6
<b>Figure. I.2.</b> Les trois modes fondamentaux de fracturation : A) mode I, ouverture ; B) mode II, cisaillement-plan (translation) ; C) mode III, cisaillement anti-plan (rotation) .....	9
<b>Figure. I.3.</b> Différentes structures géométriques des massifs rocheux fracturés.....	9
<b>Figure. I.4.</b> Types de structures des massifs rocheux avec les représentations statistiques correspondantes .....	10
<b>Figure. I.5.</b> Joints de stratification dans un calcaire (effet arrière sur un mur de pré-découpage) .....	11
<b>Figure I.6.</b> Les types cinématiques des discontinuités : A) joints, B) failles, C) failles dilatants .....	12
<b>Figure. I.7.</b> Caractéristiques des discontinuités dans un massif rocheux .....	13
<b>Figure. I.8.</b> Définition de la direction du pendage ( $\alpha$ ) et du pendage ( $\psi$ ).....	14
<b>Figure. I.9.</b> Persistance d'une discontinuité .....	15
<b>Figure. I.10.</b> Espacement total.....	16
<b>Figure. I.11.</b> Espacement apparent et normal .....	16
<b>Figure. I.12.</b> La fréquence des discontinuités .....	17
<b>Figure. I.13.</b> Schémas de quatre configurations typiques de l'intérieur d'une fracture .....	18
<b>Figure. I.14.</b> Détermination des coefficients de rugosité de joint JRC .....	19
<b>Figure. I.15.</b> L'ouverture et remplissage d'une discontinuité. ....	19
<b>Figure. I.16.</b> Représentation schématique des propriétés géométriques principales des discontinuités dans la roche.....	20
<b>Figure. I.17.</b> Comportement normal d'un joint en compression normale .....	21
<b>Figure. I.18.</b> Comportement tangentiel d'un joint en cisaillement .....	21
<b>Figure. I.19.</b> Essais de cisaillement sur "joint" rocheux (Duncan 2018) .....	22
<b>Figure. I.20.</b> Sphère comportant deux points diamétralement opposés (A et B) .....	32
<b>Figure. I.21.</b> Principe de la projection stéréographique .....	32
<b>Figure. I.22.</b> Canevas de Schmidt, les surfaces sont égales au centre et à la périphérie, les petits cercles sont des arcs d'ellipsoïdes .....	33
<b>Figure. I.23.</b> Canevas de Wulff, les surfaces sont plus grandes à la périphérie qu'au centre. ....	33
<b>Figure. I.24.</b> Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR.....	35

## CHAPITRE II. INSTABILITÉ DES MASSIFS ROCHEUX

<b>Figure. II.1.</b> Composantes d'une pente à ciel ouvert.....	47
<b>Figure. II.2.</b> Différents types de glissements.....	48
<b>Figure. II.3.</b> Effort appliquée sur une tranche .....	56
<b>Figure. II.4.</b> Cas de rupture plane avec effet de l'eau.....	57

<b>Figure. II.5.</b> Cas de rupture plane sur une longueur finie .....	58
<b>Figure. II.6.</b> Découpage en tranches d'un talus .....	60
<b>Figure. II.7.</b> Forces agissantes sur la tranche.....	60
<b>Figure. II.8.</b> Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée .....	63
<b>Figure. II.9.</b> Variation du coefficient de sécurité en fonction de $\lambda$ .....	64
<b>Figure. II.10.</b> Les modes de rupture, a) Glissement circulaire, b)Glissement sur un plan .....	69
<b>Figure.II.11.</b> Diagramme stéréographique d'analyse de la possibilité d'existence d'une rupture plane .....	70
<b>Figure. II.12.</b> Modes de rupture c) Glissement dièdre, d) Glissement Basculement.....	71
<b>Figure. II.13.</b> Glissement de dièdre (coin) : détermination de la zone d'instabilité.....	71
<b>Figure. II.14.</b> Analyse de la possibilité de Toppling .....	72
<b>Figure. II.15.</b> Analyse cinématique pour une fosse à ciel ouvert.....	73

### **CHAPIRE III. CARACTERISATION DU MASSIF DU SITE DE CHOUF-AMMAR**

<b>Figure. III. 1.</b> Photo par Google Earth de la région de Hammam Dalaa .....	76
<b>Figure. III.2.</b> Carte géologique régionale et situation des différentes carrières de LCM .....	77
<b>Figure. III.3.</b> Photo par Google Earth de la région du gisement de Chouf-Ammar[Google Earth] .....	78
<b>Figure. III.4.</b> Carte géologique régionale et localisation du gisement de Chouf-Ammar .....	79
<b>Figure. III.5.</b> Carte structurale de la carrière Chouf Ammar .....	84
<b>Figure. III. 6.</b> Carte structurale et schéma d'implantation des sondages de prospection.....	85
<b>Figure. III.7.</b> Plan topographique de la carrière et localisation des sondages.....	86
<b>Figure. III.8.</b> Coupes géologiques NORD-SUD dans le gisement de Chouf-Ammar .....	87
<b>Figure. III.9.</b> Les valeurs des paramètres mécaniques des discontinuités du massif de la carrière de Chouf-Amar qui sont obtenues à l'aide du logiciel (ROCDATA de <i>Rocscience</i> ). 92	
<b>Figure. III.10.</b> Constantes M, GSI et D définie à l'aide de critère de Hoek-Brown pour Roc Data.....	92
<b>Figure. III.11.</b> Les quatre familles de discontinuités pour le niveau 800 de la carrière de Chouf Ammar.....	95
<b>Figure. III.12.</b> Les deux familles de discontinuités pour le niveau 815 de la carrière de Chouf Ammar.....	95
<b>Figure. III.13.</b> Les deux familles de discontinuités pour le niveau 830 de la carrière de Chouf Ammar.....	96
<b>Figure. III.14.</b> Les trois familles de discontinuités pour le niveau 845 de la carrière de Chouf Ammar.....	96
<b>Figure. III.15.</b> Les trois familles de discontinuités pour le niveau 860 de la carrière de Chouf Ammar.....	97
<b>Figure. III.16.</b> Les trois familles de discontinuités pour le niveau 880 de la carrière de Chouf Ammar.....	97

<b>Figure. III.17.</b> Les trois familles de discontinuités pour le niveau 900 de la carrière de Chouf Ammar.....	98
<b>Figure. III.18.</b> Les deux familles de discontinuités pour le niveau 920 de la carrière de Chouf Ammar.....	98
<b>Figure. III.19.</b> Les quatre familles de discontinuités pour le niveau 940 de la carrière de Chouf Ammar.....	99
<b>Figure. III.20.</b> Les deux familles de discontinuités pour le niveau 960 de la carrière de Chouf Ammar .....	99
<b>Figure. III.21.</b> Les trois familles de discontinuités pour le niveau 980 de la carrière de Chouf Ammar .....	100
<b>Figure. III.22.</b> Les trois familles de discontinuités pour le niveau 1010 de la carrière de Chouf Amar.....	100
<b>Figure. III.23.</b> Les Cinq familles de discontinuités pour le niveau 1020 de la carrière de Chouf Ammar.....	101
<b>Figure. III.24.</b> Les deux familles de discontinuités pour le niveau 1035 de la carrière de Chouf Ammar.....	101
<b>Figure. III.25.</b> Les quatre familles de discontinuités pour le niveau 1050 de la carrière de Chouf Ammar.....	102
<b>Figure. III.26.</b> Résultats des essais brésiliens .....	111
<b>Figure. III.27.</b> Les résultats des essais de la résistance à la traction uniaxiale .....	111
<b>Figure. III.28.</b> L'indice de traction de point de charge, ( $I_S$ ), (a) avant le tir, (b) après le tir	112
<b>Figure. III.29.</b> Les valeurs de RQD- avant et après de tir.....	113
<b>Figure. III.30.</b> Fréquences de fractures avant et après de tir .....	114
<b>Figure. III.31.</b> Augmentation relative des fréquences de rupture .....	114

#### **CHAPITRE IV. DELIMITATION DES ZONES D'INSTABILITE ET DE RUPTURE DANS LA CARRIERE DE CHOUF-AMMAR**

<b>Figure. IV.1.</b> Un exemple d'affichage de l'application SMRtool.....	122
<b>Figure. IV.2.</b> Les Cinq familles des discontinuités pour la formation C 1 .....	133
<b>Figure. IV. 3.</b> Les quatre familles des discontinuités pour la formation C 2.....	134
<b>Figure. IV. 4.</b> Les quatre familles des discontinuités pour la formation C 3.....	134
<b>Figure. IV.5.</b> Analyse cinématique des différents modes de rupture en coin ( <b>wedge Sliding</b> ) possible pour formation <b>C1</b> .....	136
<b>Figure. IV.6.</b> Analyse cinématique des différents modes de rupture en basculement ( <b>Direct Toppling</b> ) possible pour formation <b>C1</b> .....	136
<b>Figure. IV.7.</b> Analyse cinématique des différents modes de rupture en planaire ( <b>Planar Sliding</b> ) possible pour formation <b>C2</b> .....	137
<b>Figure. IV.8.</b> Analyse cinématique des différents modes de rupture en coin ( <b>wedge Sliding</b> ) possible pour formation <b>C2</b> .....	137
<b>Figure. IV.9.</b> Analyse cinématique des différents modes de rupture en basculement ( <b>Direct Toppling</b> ) possible pour formation <b>C2</b> .....	138

<b>Figure. IV.10.</b> Analyse cinématique des différents modes de rupture en planaire ( <b>Planar Sliding</b> ) possible pour formation <b>C3</b> .....	138
<b>Figure. IV.11.</b> Analyse cinématique des différents modes de rupture en coin ( <b>wedge Sliding</b> ) possible pour formation <b>C3</b> .....	139
<b>Figure. IV.6.</b> Analyse cinématique des différents modes de rupture en basculement ( <b>Direct Toppling</b> ) possible pour formation <b>C3</b> .....	139
<b>Figure. IV.13.</b> Analyse cinématique des différents modes de rupture en planaire ( <b>Planar Sliding</b> ) possible pour faille majeur de la carrière de Chouf-Ammar .....	140
<b>Figure. IV.14.</b> Analyse cinématique des différents modes de rupture en planaire ( <b>Wedge Sliding</b> ) possible pour faille majeur de la carrière de Chouf-Ammar .....	140
<b>Figure. IV.15.</b> Analyse cinématique des différents modes de rupture en planaire ( <b>Direct Toppling</b> ) possible pour faille majeur de la carrière de Chouf-Ammar .....	141

## **CHAPITRE V. ANALYSE DE STABILITE PAR LA METHODE D'EQUILIBRE LIMITEET VALIDATION NUMERIQUE DES RESULTATS**

<b>Figure. V.1.</b> Exemple de détermination du nombre de cercles de glissement (Logiciel Slide 6.0) .....	151
<b>Figure. V.2.</b> Coupe A-A pour les niveaux 1000 à 1040 de la carrière de Chouf-Ammar.....	152
<b>Figure. V.3.</b> Profil A-A, Niveau 1000 – 1040 pour la couche C1 .....	152
<b>Figure. V.4.</b> Coupe B-B pour les niveaux 1020 à 1065 de la carrière de Chouf-Ammar .....	153
<b>Figure. V.5.</b> Profil B-B, Niveau 1020 – 1065 pour la couche C1 .....	153
<b>Figure. V.6.</b> Coupe C-C pour les niveaux 900 à 1010 de la carrière de Chouf-Ammar .....	154
<b>Figure. V.7.</b> Profil C-C, Niveau 900 – 1010 pour la couche C2 .....	154
<b>Figure. V.8.</b> Coupe D-D pour les niveaux 845 à 900 de la carrière de Chouf-Ammar .....	154
<b>Figure. V.9.</b> Profil D-D, Niveau 845 – 900 pour la couche C3 .....	155
<b>Figure. V.10.</b> Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile A-A (1000 à 1040) cas statique (Slide) .....	155
<b>Figure. V.11.</b> Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile A-A (1000 à 1040) cas statique (Slide) .....	156
<b>Figure. V.12.</b> Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile A-A (1000 à 1040) cas statique (Slide) .....	156
<b>Figure. V.13.</b> Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile A-A (1000 à 1040) cas statique (Slide) .....	157
<b>Figure. V.14.</b> Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile B-B (1020 à 1065) cas statique (Slide) .....	157
<b>Figure. V.15.</b> Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile B-B (1020 à 1065) cas statique (Slide) .....	158
<b>Figure. V.16.</b> Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile B-B (1020 à 1065) cas statique (Slide) .....	158
<b>Figure. V.17.</b> Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile B-B (1020 à 1065) cas statique (Slide) .....	159

**Figure. V.18.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile C-C (900 à 1010) cas statique (Slide) ..... 159

**Figure. V.19.** Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile C-C (900 à 1010) cas statique (Slide)..... 160

**Figure. V.20.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu simplifiée, profile C-C (900 à 1010) cas statique (Slide) ..... 160

**Figure. V.21.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile C-C (900 à 1010) cas statique (Slide) ..... 161

**Figure. V.22.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile D-D (830 à 900) cas statique (Slide) ..... 161

**Figure. V.23.** Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile D-D (830 à 900) cas statique (Slide) ..... 162

**Figure. V.24.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile D-D (830 à 900) cas statique (Slide) ..... 162

**Figure. V.25.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile D-D (830 à 900) cas statique (Slide) ..... 163

**Figure. V.26.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile A-A (1000 à 1040) cas Dynamique (Slide)..... 163

**Figure. V.27.** Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile A-A (1000 à 1040) cas Dynamique (Slide) ..... 164

**Figure. V.28.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile A-A (1000 à 1040) cas Dynamique (Slide)..... 164

**Figure. V.29.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile A-A (1000 à 1040) cas Dynamique (Slide)..... 165

**Figure. V.30.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile A-A (1000 à 1065) cas Dynamique (Slide) ..... 165

**Figure. V.31.** Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile A-A (1000 à 1065) cas Dynamique (Slide)..... 166

**Figure. V.32.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile A-A (1000 à 1065) cas Dynamique (Slide) ..... 166

**Figure. V.33.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile A-A (1000 à 1065) cas Dynamique (Slide) ..... 167

**Figure. V.34.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile C-C (900 à 1010) cas Dynamique (Slide) ..... 167

**Figure. V.35.** Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile C-C (900 à 1010) cas Dynamique (Slide) ..... 168

**Figure. V.36.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile C-C (900 à 1010) cas Dynamique (Slide) ..... 168

**Figure. V.37.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile C-C (900 à 1010) cas Dynamique (Slide) ..... 169

**Figure. V.38.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile D-D (830 à 900) cas Dynamique (Slide) ..... 169

**Figure. V.39.** Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile D-D (830 à 900) cas Dynamique (Slide) ..... 170

**Figure. V.40.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile D-D (830 à 900) cas Dynamique (Slide) ..... 170

**Figure. V.41.** Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile D-D (830 à 900) cas Dynamique (Slide) ..... 171

**Figure. V.42.** Facteur de sécurité et les déplacements totaux du talus pour le profile A-A, (Total Displacement) ..... 174

**Figure. V.43.** Profile A-A, Cas Statique, Déplacements totaux et la distribution des vecteurs de déformation ..... 174

**Figure. V.44.** Les déplacements totaux du talus pour le profile A-A (Cas Dynamique) ..... 175

**Figure. V.45.** Profile A-A, Cas Dynamique, Déplacement totaux et la distribution des vecteurs de déformation..... 175

**Figure. V.46.** Facteur de sécurité et les déplacements totaux du talus pour le profile B-B, (Total Displacement) ..... 176

**Figure. V.47.** Profile B-B, Cas Statique, Déplacements totaux et la distribution des vecteurs de déformation ..... 176

**Figure. V.48.** Facteur de sécurité et les déplacements totaux du talus pour le profile B-B (Cas Dynamique) ..... 177

**Figure. V.49.** Profile B-B, Cas Dynamique, FS et les déplacements totaux avec la distribution des vecteurs de déformation ..... 177

**Figure. V.50.** Facteur de sécurité et les déplacements totaux du talus pour le profile C-C, (Total Displacement) ..... 178

**Figure. V.51.** Profile C-C, Cas Statique, Déplacements totaux et la distribution des vecteurs de déformation ..... 178

**Figure. V.52.** Facteur de sécurité et les déplacements totaux du talus pour le profile C-C (Cas Dynamique) ..... 179

**Figure. V.53.** Profile C-C, Cas Dynamique, FS et les déplacements totaux avec la distribution des vecteurs de déformation..... 179

**Figure. V.54.** Facteur de sécurité et les déplacements totaux du talus pour le profile D-D, (Total Displacement) ..... 180

**Figure. V.55.** Profile D-D, Cas Statique, Déplacements totaux et la distribution des vecteurs de déformation ..... 180

**Figure. V.56.** Facteur de sécurité et les déplacements totaux du talus pour le profile D-D (Cas Dynamique) ..... 181

**Figure. V.57.** Profile D-D, Cas Dynamique, FS et les déplacements totaux avec la distribution des vecteurs de déformation..... 181

LISTE DES ABREVIATIONS

**CFMR-MMR:** Comité Français de Mécanique des Roches -Manuel de mécanique des roches.

**ISRM:** International society of rocks mechanics

**AFTES :** Association française des travaux d'exploitation en souterrain

**RQD:** Rock Quality designation

**RSR:** Rock slope Rating

**RMR:** Rock Mass Rating

**GSI :** Geological Strength Index

**$\rho$ :** la masse volumique du matériau

**$J_v$  :** Le nombre des joints de fissures

**$J_{A1}$  :** Estimation de la résistance à la compression,

**$J_{A2}$  :** Estimation de la qualité du massif,

**$J_{A3}$  :** Estimation de l'espacement des discontinuités,

**$J_{A4}$  :** Estimation des conditions des discontinuités,

**$J_{A5}$  :** Estimation des venus d'eaux,

**$J_{A6}$  :** Estimation de disposition des discontinuités.

**$C_o$  :** Résistance à la compression simple de la roche

**ES :** Espacement entre les discontinuités

**F :** Fréquence des discontinuités

**$D_f$ :** Densité de fracturation

**$S_f$  :** Surface spécifique des fractures

**N :** Nord géographique

**E :** Est géographique

**S :** Sud géographique

**W :** Ouest géographique

**$N_1, N_2, N_3$  :** Effectif total des discontinuités pour chaque famille

**$N_1-1, N_2-1, N_3-1$  :** Nombre d'intervalles entre les discontinuités

**$l_1, l_2, l_3$  :** Nombre de lignes de mesure des discontinuités

**$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ :** Angles moyennes de pendage des discontinuités

**ID :** Indice d'intervalle entre les discontinuités

**GSI :** Geological Strength Index

**RMR:** Rock Mass Rating

**RQD :** Rock Quality Designation

**SMR:** Slope Mass Rating

**SRF:** Stress Reduction Factor

**SSR-EF :** « Shear Strength Reduction » Diminution de la Résistance au Cisaillement analysée par Eléments Finis.

### INTRODUCTION GENERALE

Les massifs rocheux instables sont des dangers naturels qui menacent la vie et la propriété dans les mines en général. Parmi les instabilités des massifs rocheux ; les mouvements de terrain qui se rencontrent fréquemment dans la construction des ouvrages. En outre certaines talus naturelles ou artificielles sont ou peuvent devenir instables. Ces phénomènes naturels dont d'origines très diverses et peuvent être catastrophiques et provoquent des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables. Ces accidents ont une influence économique significative sur les opérations minières ainsi que sur la stabilité des talus de la carrière ou les mines à ciel ouvert.

La mécanique des roches, science dans laquelle les mathématiques, la mécanique appliquée et diverses théories sont utilisées pour étudier la stabilité d'ouvrages construits sur ou dans la roche. Toujours en constante évolution, la mécanique des roches compte aujourd'hui un large éventail de techniques empiriques, analytiques et numériques pour encadrer la conception d'ouvrages de tous genres. Depuis deux décennies environ, les outils les plus utilisés dans l'analyse de stabilité d'excavations sont les logiciels numériques et d'équilibres limites.

Les instabilités de talus observées dans les mines à ciel ouvert et les carrières, sont majoritairement contrôlées par la présence des discontinuités (failles, diaclase, familles de fractures, etc...). L'effet des discontinuités s'explique sur la base de deux besoins de conception.

Premièrement, l'étude des discontinuités permet de bien comprendre le contexte géo-mécanique actuel du site à l'étude. Elle permet de planifier des ouvrages dans des massifs rocheux tout en assurant la sécurité des travailleurs et de la population.

Deuxièmement, l'étude des discontinuités permet d'avoir des indications sur l'histoire tectonique d'une région donnée (l'état des contraintes dans le temps, les différentes phases de déformation, etc ...).

L'identification du mode de rupture des pentes rocheuses est une étape fondamentale pour effectuer une analyse de stabilité crédible. En effet, une discontinuité continue orientée de façon défavorable ou un groupe de discontinuités adjacentes à une face rocheuse qui est sujette à des niveaux de faible contrainte peut causer la chute d'un bloc ou un effondrement complet de cette face rocheuse. Cette chute des blocs peut se produire par différents mécanismes tels que: la rupture sur un plan, la rupture en dièdre, le basculement de blocs, etc....

Afin de prendre en compte l'effet des discontinuités dans le comportement des massifs rocheux et la stabilité de pentes rocheuses. Des systèmes de classification géo-mécanique, les calculs d'équilibre limite et l'analyse cinématique, il existe également des méthodes numériques. Sont les principales méthodes utilisées dans la littérature géo-minière, chaque méthode présente des avantages et des inconvénients (Eberhardt, 2004 ; Palmstrom et Broch, 2006 ; Pantelidis, 2009;Alejano, 2011 ; Kulatilake et al., 2012 ; Ulusay et al., 2013) .

A Chouf-Ammar, le massif en exploitation est perturbé par les discontinuités, ce qui bien sûr est souvent source d'erreurs et d'imprécisions dans les mesures de fragmentation et dans la stabilité des talus des gradins.

En fonction des résultats spatiaux entre les principaux systèmes de discontinuités et les fronts, la stabilité de ces derniers peut être compromise à l'occasion d'un tir (tirs avec ou contre le pendage), les effets arrière se développent préférentiellement dans les massifs rocheux à forte densité de discontinuités particulièrement quand celles-ci sont communicantes et ouvertes à ce moment, l'expansion des gaz générés par les discontinuités elles-mêmes en arrière de la dernière ligne de tir.

On constate ainsi souvent après tir, des déplacements importants le long de discontinuités à faible pendage qui intersectent les trous des tirs en particulier, en tête des fronts, engendrés par un tel mécanisme, le tir peut donc contribuer ou déclencher d'instabilité par son effet dynamique.

La carrière de Chouf-Ammar se situe dans un massif rocheux fracturé et recoupé par des failles ce qui représente un contexte favorable à différents modes d'instabilité. Une étude portant sur la stabilité des pentes rocheuses, dans une mine à ciel ouvert où carrières, nécessite que différents aspects soient approfondis : l'importance des fractures, les divers modes d'instabilité.

Les glissements de terrain et les catastrophes de la stabilité des quartiers dans la carrière de Chouf-Ammar nous permettent de considérer une carrière comme un domaine sensible de la perspective de la stabilité.

L'objectif de cette recherche est d'analyser la stabilité du talus (gradins) de la carrière de Chouf-Ammar avec plusieurs des principales approches disponibles pour une excavation à ciel ouvert. Ainsi, les méthodes d'analyse de stabilité, des plus simples aux plus complexes, sont comparées pour évaluer leur efficacité. Le cas de cette carrière présente de nombreux aspects complexes, tels que l'anisotropie des roches, une grande concentration de discontinuités avec plusieurs failles majeures, de fortes variations de propriétés entre les différentes zones géo-mécaniques et autres. Cette complexité permet de traiter le problème de la caractérisation du massif rocheux et comparer différentes méthodes et d'en identifier les limites. Ces approches sont alors évaluées tant du point de vue de la précision, de la fiabilité, de la facilité de mise en œuvre puis du temps et de l'expertise nécessaires pour faire l'analyse de stabilité.

Le travail de thèse a donc pour objectif d'analyser les conditions susceptibles de provoquer le développement des divers modes de rupture dans la carrière de Chouf-Ammar, avec la compilation la plus efficace de ces méthodes dans un processus multi-étape à l'aide d'une approche combinée : empirique, géométrique, statistique, géo-mécanique et numérique ont été utilisées.

Ce projet a comme objectif de délimiter les modes de rupture les plus sujets à se développer à l'intérieur du contexte de la carrière de Chouf-Ammar. Les divers modes possibles sont la rupture circulaire, le glissement sur un plan (failles ou joints) ou d'un dièdre (plusieurs familles de joints) et le développement de zones d'instabilité pour former des zones de rupture par basculement à l'intérieur d'un massif rocheux très fracturé ; procéder à un zonage structural de la fosse, c'est-à-dire identifier les zones structurales qui contrôlent la stabilité des gradins et des talus de la carrière de Chouf-Ammar ; Caractériser la qualité du massif rocheux et analyser et évaluer les divers modes de rupture susceptibles de se développer.

Dans le souci d'apporter des analyses et des études de stabilité à Chouf-Ammar, nous avons jugé utile de traiter dans le cadre de cette étude le problème de la caractérisation du massif rocheux, qui est fondé sur l'échantillonnage systématique des discontinuités par scan line le long de chaque gradin en exploitation.

Les principaux paramètres géométriques à tenir en compte pour la caractérisation et l'estimation de la structure réelle du massif rocheux, sont les résultats de plusieurs chercheurs dans le domaine de la géologie structurale et géologie de l'ingénieur, il s'agit de l'orientation des discontinuités, la densité et fréquence de fracturation, l'espacement et la surface spécifique des discontinuités. Les chercheurs de la géologie structurale et de l'ingénieur, emploient le modèle géologique de projection stéréographique de Wulf ou de Schmidt par des outils informatiques (logiciel DIPS) , pour prévoir la distribution spatiale des familles de discontinuités principales, pour le traitement et l'interprétation des caractères géométriques des discontinuités dans le but d'évaluer la structure du massif rocheux.

Pour parvenir à ces résultats, il faut effectuer les étapes suivantes :

1. Synthèse de l'information géologique et géotechnique disponible;
2. Compilation et analyse du contexte géologique du gisement et de son encaissant;
3. Compilation et analyse structurale (relevés structuraux);
4. Évaluation des paramètres géo-mécaniques;
5. Caractérisation et descriptions du massif rocheux;
6. Analyse de la stabilité des murs.

Tous ces travaux permettront de procéder à un zonage structural de la fosse, c'est-à-dire d'identifier les zones structurales qui contrôlent la stabilité des gradins et des talus de la carrière. Par la suite les différentes informations pertinentes permettront de procéder à l'analyse de stabilité des pentes rocheuses.

Il est proposé d'étudier la stabilité des talus principaux à l'aide de différentes approches en fonction du type d'instabilité.

Pour atteindre l'objectif visé, le travail est divisé en cinq chapitres principaux, les deux premiers étant à caractère bibliographique :

Nous présenterons dans le chapitre I, la revue de littérature sur la caractérisation des discontinuités des massifs rocheux, ce chapitre est consacré à la description et la reconnaissance structurale des massifs rocheux et sur les systèmes de classification des massifs rocheux et les propriétés de résistance des roches au tir.

Dans le deuxième chapitre, une présentation des différents types d'instabilité structurale et les principales méthodes de calcul qui peuvent être utilisées dans l'analyse de la stabilité des pentes à ciel ouvert en détail.

Le troisième chapitre est réservé à la description géologique et géotechnique des différentes formations rencontrées du site Chouf-Ammar, objet de notre étude.

Ce chapitre fait l'objet d'une caractérisation et traitement statistique des différents paramètres géo-mécanique et géométriques des discontinuités. Ensuite, les résultats et discussions de la caractérisation du massif rocheux étudié en se basant sur les méthodes structurales décrites dans la revue de littérature et les résultats des classifications géo-mécaniques qui feront l'objet d'une description générale du massif de la carrière de Chouf-Ammar.

Ce chapitre est consacré l'importance de la résistance à la traction comme un paramètre déterminant la résistance des roches au tir et une propriété de contrôle important dans la stabilité de la pente critique des ouvertures ciel ouvert.

Le quatrième chapitre est consacré à l'identification du potentiel d'instabilité selon les modes de rupture possibles par l'application de méthodes empiriques basées sur les systèmes de classification de la masse rocheuse et l'analyse cinématique.

Dans le cinquième chapitre nous présenterons, une analyse à l'équilibre limite par Slide.

A la fin de ce chapitre une application directe de la méthode des éléments finis sera effectuée, en vue de valider les résultats trouvés par les approches précédentes par Phase2.

## CHAPITRE.I. SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

### I.1. Généralités

Les massifs rocheux, structures très complexes, sont formés d'une juxtaposition de matériaux hétérogènes. Ils sont assimilés à un assemblage de blocs appelés **matrice rocheuse** qui sont délimités par des **discontinuités** constituées de fissures, de fractures ou de failles ou encore de limites stratigraphiques

En pratique, la détermination des différents facteurs internes se fait par une étude géologique lato sensu, c'est-à-dire comprenant les faciès lithologiques, structurales, hydrogéologiques, géomorphologiques (utilisant, le cas échéant, les techniques de télédétection), géotechniques...etc. ; complétées par un levé topographique d'une précision suffisante. (Schroeder, 2010).

Le massif rocheux est un ensemble constitué de deux éléments :

**La matrice** : c'est la matière constitutive du massif, dont la nature très variable est fonction de ses conditions de genèse. A l'échelle d'un tir, on est souvent en présence de roches de natures diverses, du fait de phénomènes, qui peuvent transformer plus ou moins localement la nature de la roche préexistante (altération par exemple), ou mettre en présence de déformation différentes (série sédimentaire, contact par faille, etc.)

**Les discontinuités** : ce sont tous les éléments qui viennent interrompre la continuité de la matrice. D'après (priest, 1993) une discontinuité est définie comme étant « toute cassure mécanique ou fracture ayant une résistance en tension négligeable dans une roche ».

### I.2. Structure d'un massif rocheux.

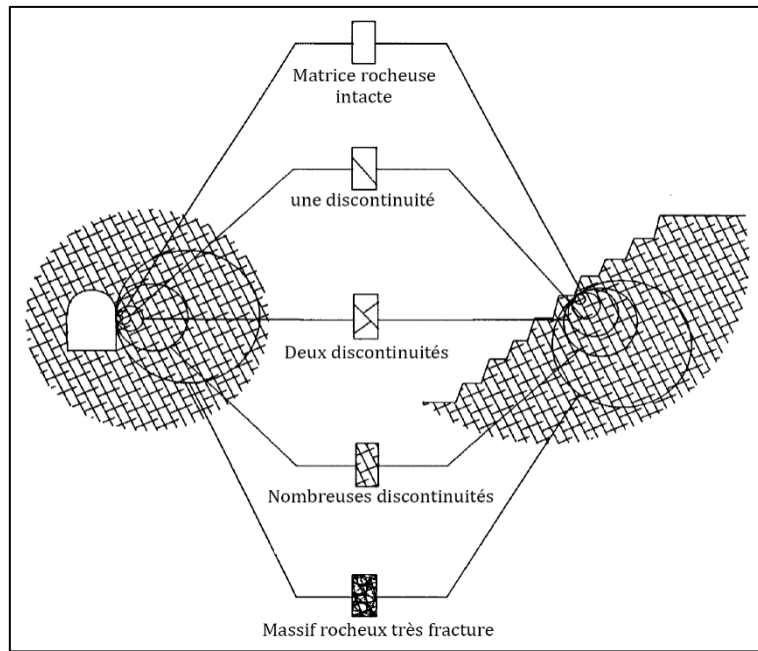
Une des caractéristiques fondamentales des roches et des massifs est qu'à différentes échelles, du "micro" au "macro", par leur nature et leur histoire géologique et tectonique, les massifs rocheux contiennent des plans de discontinuité. Selon l'échelle d'observation, on peut traiter de discontinuités de différentes tailles dont :

- les fissures (englobant micro-fissures et méso-fissures) de la taille d'un à quelques diamètres de grains, typiquement entre 1 et  $10^4$  microns (Backers, 2004),
- les fractures de quelques millimètres à un décimètre de longueur,
- les joints (de stratification et tectoniques) et les failles qui sont de beaucoup plus grande dimension avec une longueur de l'ordre de quelques décimètres à plusieurs kilomètres.

En règle générale, on considère les successions suivantes (Calembert et al. 1978) :

- Minéraux, considérés comme éléments de base, postulés non-affectés de discontinuités ;
- Matériaux rocheux constitués de minéraux séparés par des micros discontinuités ;
- Massifs rocheux constitués de matériaux rocheux séparés par les macros discontinuités.

Les caractéristiques d'un matériau à une échelle donnée dépendent de celles des constituants et de celles des discontinuités (Figure. I.1).



**Figure. I.1.** Les différentes échelles de modélisation et de représentation du massif rocheux, William et al.,(2009).

Très souvent, le processus par lequel une discontinuité est formée peut avoir des implications sur sa géométrie et sur ses propriétés mécaniques. Donc, il est donc toujours important d'avoir connaissance de la formation des discontinuités en utilisant les principes de la géologie structurale (Price & Cosgrove 1990, cité par Hudson & Harrison, 1997).

Certaines discontinuités sont générées simultanément avec la formation du massif rocheux comme par exemple les interfaces entre des stratifications dans les roches sédimentaires.

Certaines autres sont créées par des processus physiques ou mécaniques successivement à la création des massifs comme par exemple les discontinuités d'origines tectoniques ou thermiques. Pour ce dernier type de discontinuités, il est important de regarder leurs processus de création d'un point de vue mécanique.

A côté des informations géologiques, ce regard nous aide à mieux comprendre les conditions au cours desquelles les discontinuités se sont formées.

Cela peut apporter des informations supplémentaires quant à la caractérisation géométrique, mécanique et hydromécanique des discontinuités.

Deux aspects importants doivent être pris en compte lors de la caractérisation des discontinuités : l'aspect géométrique qui est lié à leurs caractéristiques dans l'espace (Orientation, extension et densité) et l'aspect mécanique qui est caractérisé par de nombreux paramètres (leur état de surface, leur remplissage, leur rugosité, ect.) et en particulier par la résistance au cisaillement.

### I.3. Description des massifs rocheux fracturés

La description et la caractérisation de la géométrie d'un massif fracturé conduit à poser deux questions essentielles :

- quels sont les paramètres à utiliser ?
- comment les acquérir sur le terrain ?

Du point de vue pratique, l'acquisition des données relatives à la fracturation du massif pose de nombreux problèmes. Ces problèmes sont différents selon les cas étudiés. Dans le cas d'excavation de surface, les observations se font généralement sur des affleurements relativement étendus. Dans le cas des mines souterraines, les dimensions et les orientations des galeries déterminent des troncatures particulières des données. Enfin, dans certains cas, seules des informations obtenues par sondage sont disponibles.

#### I.3.1. Description des discontinuités

Le terme de discontinuité désigne toute interruption physique de la roche qui résulte de la genèse et de l'histoire géologique du massif rocheux. Elle peut être donc d'origine sédimentaire, magmatique ou métamorphique : plans de stratification, diaclases, plans de foliation, ou d'origine tectonique : fractures, failles, schistosité.

Ces éléments confèrent une structure au massif rocheux qu'on peut décrire par différents termes comme : stratifié, schistosé, fracturé ou massif en fonction de leur densité.

L'étude géométrique des discontinuités visera à déterminer :

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

Il est important de distinguer entre les discontinuités naturelles, qui ont une origine géologique et les discontinuités artificielles qui sont créées par des activités humaines comme l'excavation d'un massif rocheux. Bien que les discontinuités aient souvent une géométrie irrégulière ou ondulée, il y a généralement une échelle à laquelle la surface totale ou une partie de cette surface est suffisamment plane pour qu'elle soit représentée par une seule valeur d'orientation (Schroeder, 2010).

##### I.3.1.1. Origines de discontinuités

Le terme discontinuités ne permet aucune distinction concernant l'âge, la géométrie ou l'origine de la structure. Dans plusieurs cas, il est plus intéressant de distinguer entre les discontinuités naturelles, qui ont une origine géologique ou géomorphologique, et les discontinuités artificielles qui sont créées par des activités humaines comme les excavations dans les massifs rocheux. Bien que les discontinuités aient souvent une géométrie irrégulière ou courbée, il y a généralement une échelle à laquelle la surface totale ou une partie de cette surface est suffisamment plane pour qu'elle soit représentée par une seule valeur d'orientation (priest, 1993).

- A. Discontinuités d'origine sédimentaire** : le trait caractéristique des roches sédimentaires est leur disposition en couches parallèles plus ou moins séparées par des joints de stratification, surfaces continues que l'on peut suivre sur de longues

distances. Ces surfaces initialement horizontales peuvent avoir été déformées par des plissements du massif et peuvent être interrompues ou décalées par des failles comme les sédiments indurés (grés, quartz, schiste) et les roches carbonatées (calcaire, dolomite).

**B. Discontinuités d'origine métamorphique** : certaines roches métamorphiques apparaissent souvent comme l'assemblage de minces feuillets, plus ou moins individualisés en une schistosité ou foliation (mot qui désigne le parallélisme des cristaux, les micas par exemple).

Le cas extrême est celui des ardoises, on dit que la discontinuité est pénétrative lorsque chaque feuillet peut être partagé en feuillets plus minces.

**C. Discontinuités d'origine thermique** : le refroidissement des laves épanchées à la surface du sol y développe des joints de retrait thermique, délimitant des colonnes à section polygonale à 5 ou 6 côtés comme les fissures de retrait hygroscopique à la surface des sols argileux. Ces colonnes sont appelées orgues (exemple ; Bort les Orgues, Corrèze). De même, le refroidissement en profondeur des roches magmatiques justifie certaines discontinuités étendues : les massifs granitiques montrent souvent trois familles grossièrement rectangulaires deux à deux (CFMR, 2000).

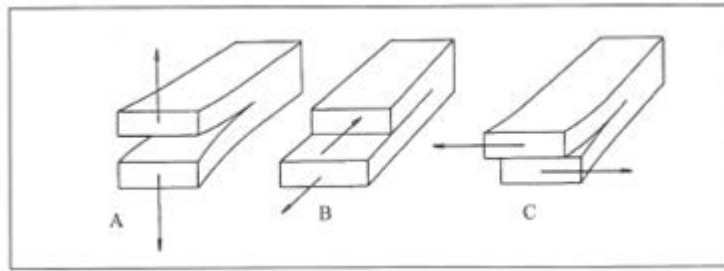
**D. Discontinuités d'origine mécanique** : Pour les discontinuités d'origine mécanique (tectonique, décompression des versants...), on s'attend à une vision plus simple de la nature et du comportement des discontinuités.

Cependant, il faut admettre que la mécanique de création des discontinuités se découpe selon différents modèles théoriques qui traitent chacun d'un aspect spécial de fracturation tout en laissant de nombreux problèmes non résolus (Mandl G., 2005).

L'étude de l'origine de ces discontinuités rocheuses, permet de déterminer le processus physique et/ou mécanique par lequel elles ont été créées et de les classer en différents types. Que sont ces discontinuités rocheuses et pourquoi devrait-on s'intéresser à leurs origines ?

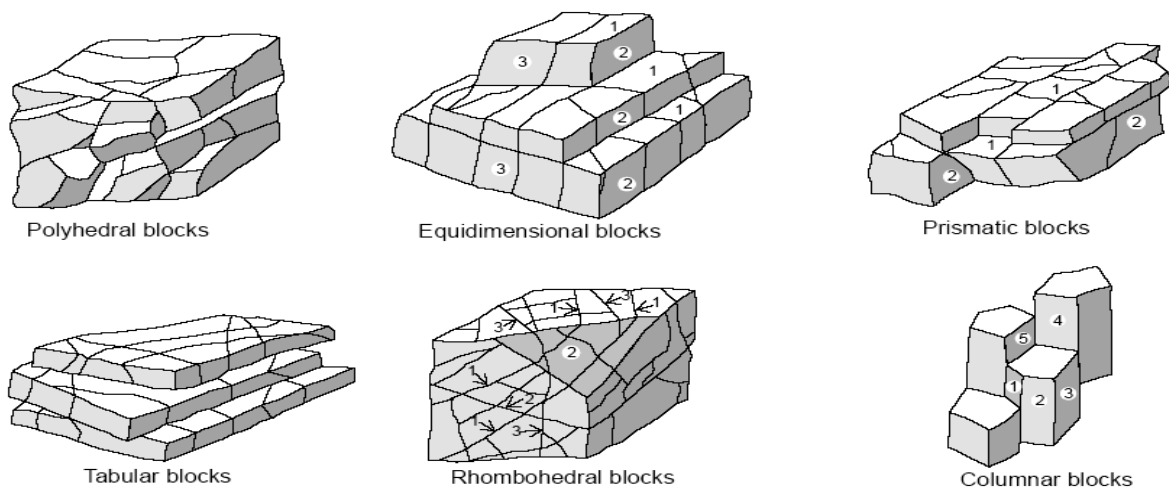
D'abord par leur définition, les discontinuités d'origine mécanique sont produites par rupture du matériau rocheux. Les ruptures peuvent se limiter à des grains individuels ou peuvent couper continument les massifs rocheux sur une distance pouvant aller de quelques millimètres à plusieurs kilomètres. Nous nous intéresserons principalement au dernier cas, les discontinuités « macroscopiques » (joints et failles), dont les dimensions sont beaucoup plus grandes par rapport à la taille caractéristique des grains de la roche.

Selon le type de déplacement, on peut distinguer trois modes fondamentaux de mécanismes de fracturation (figure I.2). Les discontinuités rocheuses sont les produits du mode I de fracturation, quand le déplacement relatif des parois de la fracture est normal au plan de la fracture. Les discontinuités peuvent être le résultat de cisaillement en mode II (discontinuités de cisaillement) lors du déplacement tangent des épontes perpendiculaire au front de la discontinuité qui est « invisible » à l'échelle de l'observation. Les discontinuités sont le résultat d'une fracturation en mode III s'ils sont accompagnés d'un déplacement tangent des épontes parallèle au front de la fracture.



**Figure. I.2.** Les trois modes fondamentaux de fracturation : A) mode I, ouverture ; B) mode II, cisaillement-plan (translation) ; C) mode III, cisaillement anti-plan (rotation) ; (Mandl G., 2005).

Le premier classement des discontinuités observées sur le terrain consiste à les grouper en populations homogènes du point de vue structural ; il faut donc préciser la nature géologique et tectonique de tous les éléments structuraux relevés. Divers auteurs ont essayé de regrouper les structures géométriques des massifs rocheux dans des catégories bien définies. La figure I.3 illustre une série de massifs rocheux citée par Palmström (1995). Nous distinguons les massifs à blocs polyédriques, équidimensionnels, prismatiques ou en colonnes, les massifs à bancs minces dont l'épaisseur est moins épaisse que leur longueur et les massifs comprenant plusieurs familles de fractures.

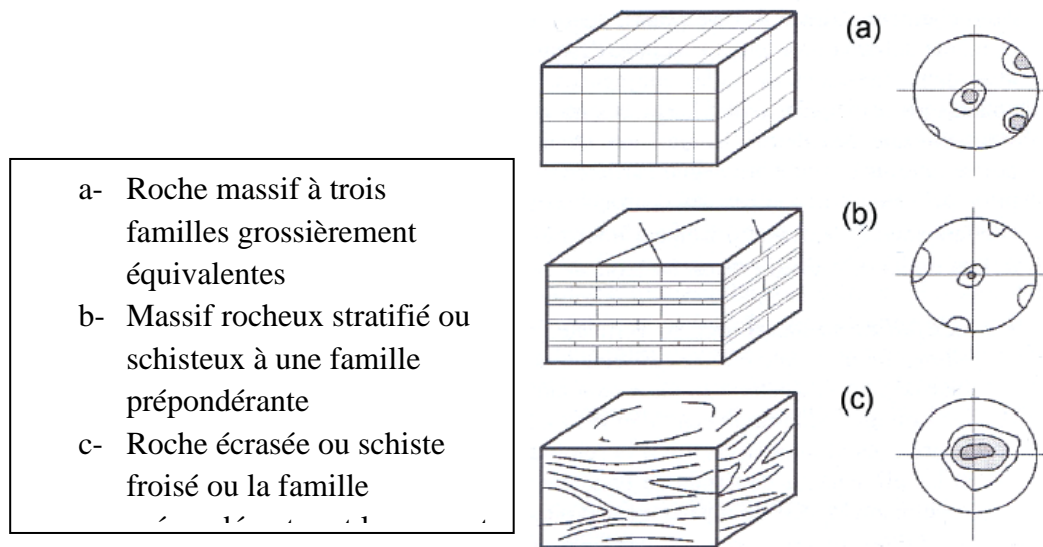


**Figure. I.3.** Différentes structures géométriques des massifs rocheux fracturés (Palmström, 1995)

Le manuel de mécanique de roche (CFMR-MMR 2000) vient appuyer dans ce sens la définition des divers types déjà cités ci-dessous. Parmi plusieurs variantes plus complexes mais moins significatives, trois modèles géométriques principaux sont illustrés dans la figure I.4 :

- Le schéma de la figure (I.4-a) formés de blocs parallélépipédiques, beaucoup de granites et de calcaires massifs montrent trois familles de fractures trirectangulaires, tous les joints sont continus.

- Le schéma de la figure (I.4-b) représente un massif à caractère sédimentaire dont l'une des directions prend davantage d'importance et les diaclases perpendiculaires sont moins continues.
- Souvent situées dans des zones tectonisées, les roches écrasées comme les schistes et les brèches de faille présentent une direction d'anisotropie largement dispersée dans un tel type de massif (figure I.4.c), la précision d'un nombre bien défini de familles de fractures n'est pas évidence.



**Figure. I.4.** Types de structures des massifs rocheux avec les représentations statistiques correspondantes (CFMR-MMR [2000])

### I.3.1.2. Type de discontinuités

Berkowitz (2002) suggère de diviser les discontinuités en deux grandes catégories : **les joints et les failles**. Les failles sont générées par des événements tectoniques à grande échelle, alors que les joints sont formés par des soulèvements et l'érosion, des pressions excessives de fluide ainsi que des actions chimiques et thermiques.

Les principales discontinuités peuvent être de diverse nature généralement on distingue (Zhao, 2008):

- a. Joints de stratification** : sont créés par une discontinuité dans le processus de formation sédimentaire, ils délimitent les strates des roches sédimentaires. Ils présentent forte extension et leur ondulation est faible. Ils sont plus ou moins réguliers séparant les strates. Ils créent une interface de deux matériaux rocheux et ces derniers peuvent être soulignés comme de minces dépôts argileux ou schisteux favorisant le glissement (Figure. I.5).



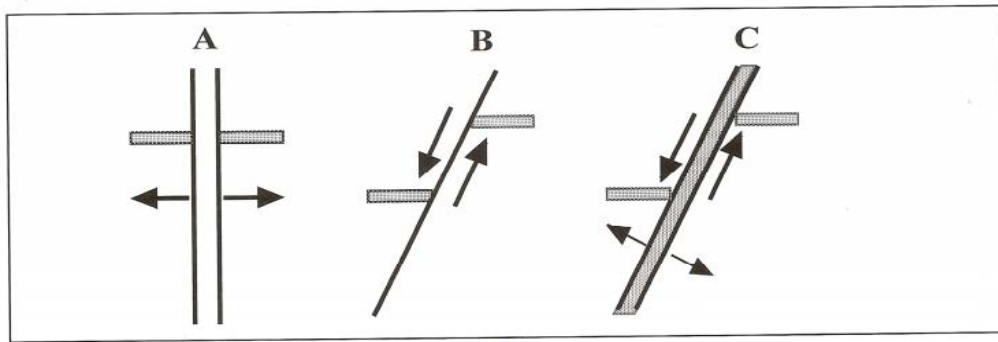
**Figure. I.5.** Joints de stratification dans un calcaire (effet arrière sur un mur de pré-découpage), carrière Chouf-Amar 2016.

**b. Failles (fractures) :** D'après la terminologie de la Société Internationale de Mécanique des Roches une faille est définie « comme une discontinuité ou une zone fracturée le long de laquelle il y a eu un déplacement d'un côté relativement à l'autre, parallèle à la discontinuité. Ce déplacement peut être de quelque centimètre à plusieurs kilomètres ». Par contraste, un joint est une interruption d'origine géologique dans la continuité d'un massif rocheux se trouvant soit seul, ou plus fréquemment en réseau, mais sans être accompagné par un mouvement visible parallèle à la surface de la discontinuité, Cette classification descriptive est schématisée dans la figure I.6. Ces discontinuités peuvent être vides, ou remplis par des matériaux divers comme le quartz, la calcite, ou d'autres minéraux. Dans ce cas, les discontinuités sont appelées des veines ou des dykes si elles sont remplies par du magma solidifié.

D'après (priest,1993) une faille est définie comme étant « un plan de rupture au cisaillement qui expose des signes évident d'un mouvement différentiel de la masse rocheuse dans chacune des faces du plan, il est supposé qu'une faille est induite quand les contraintes tectoniques produisent une contrainte de cisaillement qui excède la résistance au cisaillement d'un plan particulier dans la masse rocheuse.

Les failles se produisent rarement comme des structures planes individuelles, mais généralement sont regroupées en ensembles parallèles ou des zones de failles. Chaque élément dans une zone de failles aura un certain déplacement de cisaillement (priest, 1993).

Elles sont caractérisées par une grande extension et souvent un remplissage de matériau broyé et altéré, parfois des recristallisations. Le déplacement des lèvres de la rupture (le rejet) peut avoir une amplitude nulle ou atteindre plusieurs kilomètres. Il est évident que la genèse de la faille va dépendre d'état de fracturation des épontes (masses rocheuses de part et d'autre de la fracture).



**Figure. I.6.** Les types cinématiques des discontinuités : A) joints, B) failles, C) failles dilatants (Mandl G., 2005)

- c. Les diaclases :** sont définis comme étant « des fractures ou des fissures dans une roche le long de laquelle il y avait peu ou pas de mouvement (priest, 1993). » les diaclases sont beaucoup plus fréquentes que les failles. Les diaclases se présentent pratiquement toujours sous la forme de deux familles orthogonales entre elles et perpendiculaires aux plans de stratification. Les diaclases découpent ainsi des éléments parallélépipédiques facilitant les chutes de blocs .elles ne présentent pas de trace de mouvement et elles ont une extension limitée.
- d. La schistosité :** résultant de la réorientation des minéraux constitutifs dans une direction perpendiculaire à celle des contraintes de compression auxquelles le massif a été soumis ; feuilletage plus ou moins serré, acquis sous l'influence de contraintes tectoniques.
- e. Les fentes ou fractures d'extension :** elles sont formées sous l'effet d'une Traction qu'a subi le massif au cours des mouvements tectoniques. Elles sont Souvent remplies de cristallisation de calcite ou de quartz
- f. Fractures, fissure et d'autres défauts structuraux :**La fracture est définie comme étant « une cassure discrète dans une roche qui n'est pas parallèle avec une structure visible (priest, 1993). » Les termes « fracture » et « fissure » ont été adoptés par plusieurs auteurs en décrivant les joints et autres discontinuités qui sont formés par des mécanismes de fracturation fragile. Les ingénieurs en mécanique des roches utilisent généralement ces termes pour décrire les fissures générées durant les essais de matériaux rocheux, ou suite à une rupture des roches fragiles.  
Les fissures sont définies comme « des discontinuités divisant un matériau continu sans séparation des unités géologique du matériau (priest, 1993) ».

Lorsque les discontinuités sont interconnectées, elles constituent les conduites principales pour l'eau dans la plupart des massifs rocheux. Il y a trois principaux modes de formation d'une fracture:

- a) Mode I ou la fracture se forme suite à une sollicitation de la roche en tension, le mouvement relatif des parois est perpendiculaire au plan de la fracture,

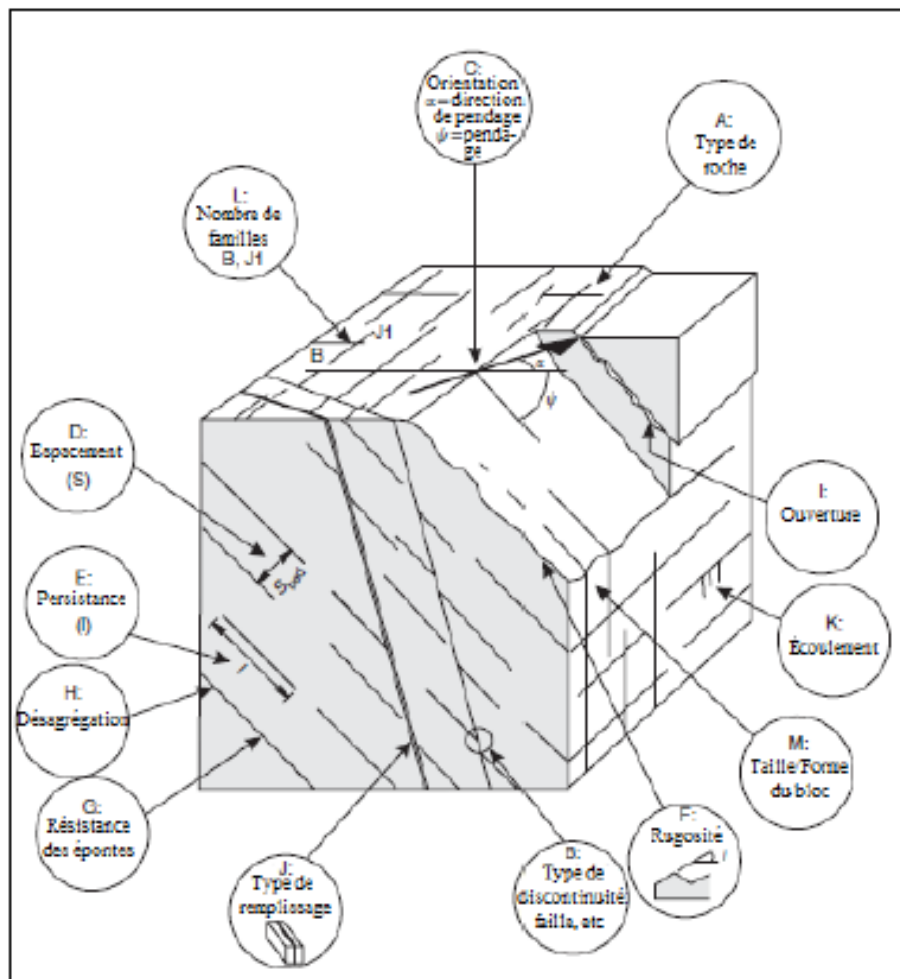
- b) Mode II et III ou les fractures sont les conséquences d'une sollicitation de la roche en compression ou en cisaillement, le mouvement relatif des parois et parallèle dans ce cas au plans de la fracture.

Les discontinuités sont généralement engendrées par des excès de contraintes dans le massif rocheux, mais les origines de ces excès sont diverses. Il y a les excès de contraintes induits par des causes extérieures comme les travaux de construction et les mines, les cycles gel/dégel, le passage et retrait des glaciers, etc. et ceux d'origines géologiques tel que le mouvement des plaques tectoniques (Twiss et Morres, 1992).

### I.3.1.3. Propriétés géométriques des discontinuités

La Société Internationale de Mécanique des Roches a proposé en 1978 un schéma d'analyse systématique des discontinuités basé sur la caractérisation de chaque fracture par plusieurs paramètres ;

Dans cette section nous passons en revue les principales caractéristiques des discontinuités dans un massif rocheux tel qu'illustré (figure I.7).



**Figure. I.7.** Caractéristiques des discontinuités dans un massif rocheux ; traduit de Wyllie et Mah (2004).

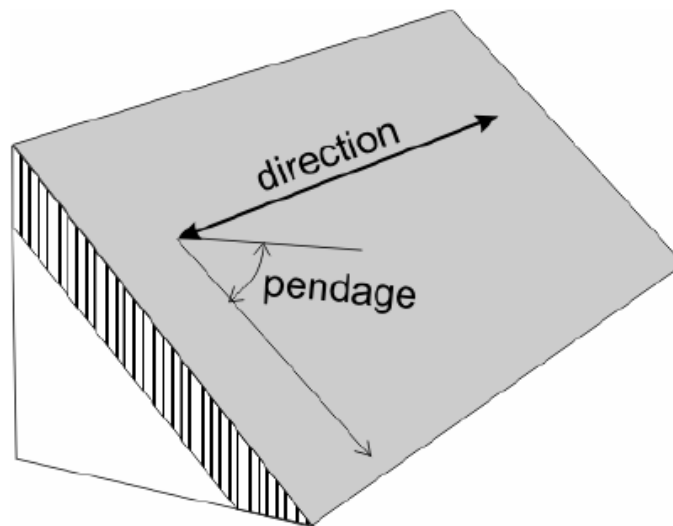
Les paramètres suivants peuvent être identifiés pour décrire l'aspect géométrique de la fissuration naturelle d'un site donné :

### 1. Orientation :

L'orientation d'une discontinuité est définie par la direction et le pendage de son plan moyen. Ces deux paramètres sont relevés sur le terrain soit au niveau des affleurements de surface soit au niveau des parois de gradins ou de galeries qui sont mesurés à l'aide d'une boussole géologique (Wyllie et al., 2004).

Le pendage est l'angle que fait la ligne de plus grande pente avec l'horizontale compris entre 0 et 90° ; la direction est l'angle que fait l'horizontale du plan de discontinuité avec le Nord magnétique. En mécanique des roches, on préfère souvent utiliser le vecteur pendage qui est l'angle que fait la projection sur le plan horizontal de la ligne de plus grande pente du plan avec le nord magnétique.

Direction et azimut se mesurent toujours dans le sens de aiguilles d'une montre, le première de 0 à 180°, le second de 0 à 360° pour tenir compte du sens vers ou s'enfonce le vecteur pendage.



**Figure. I.8.** Définition de la direction du pendage ( $\alpha$ ) et du pendage ( $\psi$ ).

### 2. Extension ou l'Etendue :

L'extension d'une discontinuité est un paramètre très important à tous les niveaux de tir. Comme on ne peut accéder qu'à la trace de la discontinuité sur la surface exposée, l'extension est évaluée comme étant le plus grand visible de cette trace. On peut ainsi établir une échelle de classes d'extension par rapport à l'ouvrage étudié. Et selon (ISRM, 1997) on parlera d'une petite extension lorsque la longueur de la trace est inférieure à 1m, d'une extension moyenne lorsque la longueur se situe entre 1 et 3 m, et d'une grande extension lorsque la longueur est supérieure à 3m, tableau (I.1).

**Tableau I.1.** Classes d'extension des discontinuités

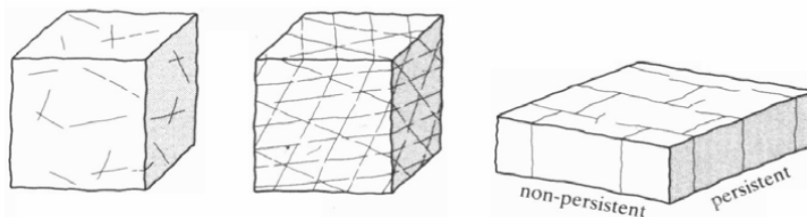
Extension	Longueur de la trace
Petite	< 1 m
Moyenne	1 à 3 m
Grande	> 3 m

Cette caractéristique a de l'influence sur la stabilité du massif rocheux et les différentes familles de discontinuités vont définir la forme et la dimension des blocs. Ce paramètre est difficile à évaluer car sur le terrain on n'observe pas la totalité de la discontinuité mais uniquement sa trace sur un parement.

L'extension peut être estimée à partir de la distribution de la longueur de Trace de la discontinuité (Warburton1981).

### 3. La continuité ou persistance :

Est la longueur ou étendue superficielle du plan de la discontinuité. Elle est difficile de cerner cette caractéristique en raison des dimensions limitées de la surface d'une d'observation. D'un point de vue pratique, on utilise le rapport  $R=l/L$  entre la plus grande longueur observable à l'affleurement sur la même surface de discontinuités( $l$ ) et la plus grande dimension de l'affleurement dans cette direction ( $L$ ).ce rapport est compris entre 0 et 1 et permet de chiffrer l'importance de la discontinuité par rapport à l'affleurement. Des méthodes statistiques ont été proposées pour estimer l'étendue et la persistance à partir des longueurs des traces mesurées sur les affleurements (Priest, 1993 cité par CFMR, 2000) et(Schroeder, 2010).



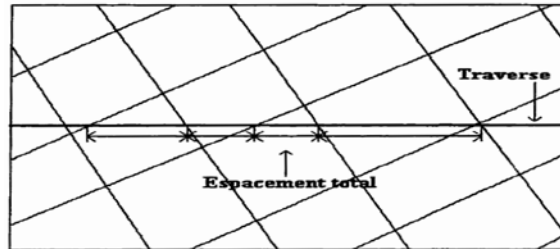
**Figure. I.9.** Persistence d'une discontinuité

### 4. L'espacement des joints

C'est la distance moyenne qui sépare deux intersections successives d'une ligne droite, appelée également ligne d'échantillonnage, avec les traces de fractures d'un affleurement. (Wyllie et al, 2004). Cette grandeur dépend de la ligne de levé et de l'extension des discontinuités. En effet, pour un nombre constant de traces sur une surface, les traces longues ont plus de chances d'être intersectées par la ligne de levé et paraissent plus rapprochées.

Il est important de distinguer trois types d'espacement, Priest et Hudson (1976).

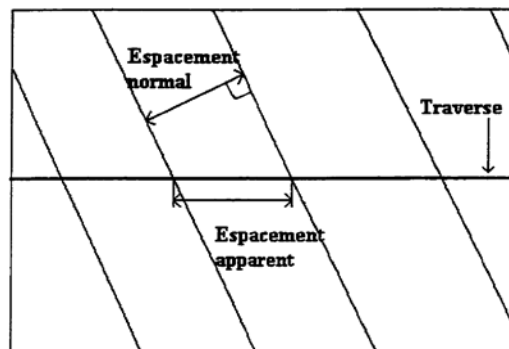
**L'espace total** : est défini comme étant la distance entre deux discontinuités successives, mesurées le long d'une ligne d'orientation et de localisation déterminées, figure I.10.



**Figure. I.10.** Espace total.

**L'espace apparent** : est défini comme étant la distance entre deux discontinuités successives d'une même famille, mesurée le long d'une ligne d'orientation et de localisation déterminées, figure I.11.

**L'espace normal** : est défini comme étant la distance entre deux discontinuités successives d'une même famille, mesurée le long d'une Ligne perpendiculaire à l'orientation de cette famille, figure I.11.



**Figure. I.11.** Espace apparent et normal.

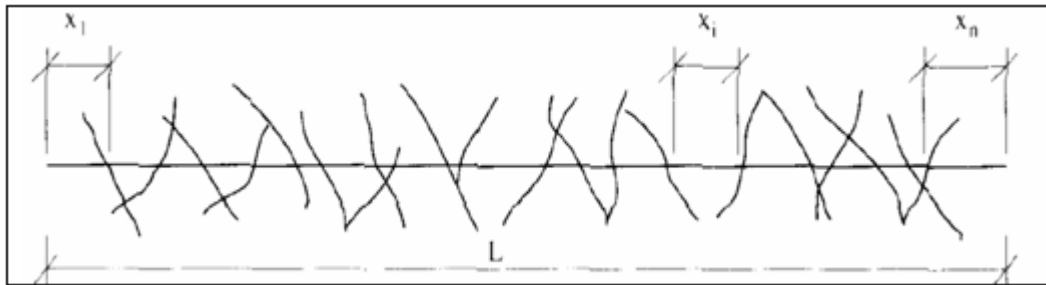
La mesure de l'espace permet d'évaluer la densité de fissuration où de fracturation du massif, (AFFES 2001) et (Zhao, 2008), à établir une classification d'espace des discontinuités, tableau I.2.

**Tableau I.2.** Description de l'espace des discontinuités (Zhao, 2008).

Espace des discontinuités (m)	Description
<0.02	Espace extrêmement étroit
0.02-0.06	Espace très étroit
0.06-0.2	Espace étroit
0.2-0.6	Espace modéré
0.6-2	Espace large
2-6	Espace très large
>6	Espace extrêmement large

**5. La fréquence des discontinuités ( $\lambda$ )**

Pour chaque famille de discontinuité, se définit une fréquence de fracturation ( $f$ ) exprimée en nombre de fracture par m, elle se mesure pour chaque ligne de mesure et qui est l'inverse de l'espacement entre les discontinuités. Est déterminée par comptage sur le terrain, par exemple en mesurant l'espacement des discontinuités le long d'une ou de plusieurs lignes tracées perpendiculairement à leur direction ou selon des lignes traversant au mieux (statistiquement) les différentes familles de joints (Hudson, 1993) (figure.I.12).



**Figure. I.12.** La fréquence des discontinuités (Hudson, 1993).

**6. La surface spécifique des discontinuités :**

La surface spécifique  $S_f$ , est la somme des surfaces de discontinuités dans  $1 \text{ m}^3$  de terrain, elle s'exprime en  $\text{m}^2/\text{m}^3$ , pour ISRM, 1997, cette surface est impossible à mesurer, puisque les surfaces de discontinuités ne sont pas accessibles, on obtient une bonne évaluation de la surface spécifique comme étant la somme des fréquences mesurées le long des lignes de mesure.

**7. La densité de discontinuités :**

Une définition plus précise de la densité de fracturation, serait tout simplement de compter le nombre des discontinuités successives intersectées la ligne de mesure, ont définie ainsi l'intervalle de discontinuités (ID), comme la moyenne des discontinuités successives qui découpent les lignes de mesures, quel que soit leur orientation. (AFTES, 2001) à établie une classification de la densité de fracturation. Tableau I.3.

**Tableau. I.3.** Classification de la densité de discontinuités

Classes	Indice ID d'intervalle entre les discontinuités	Terme descriptif
<b>ID<sub>1</sub></b>	> 200 cm	Densité de discontinuités très faible
<b>ID<sub>2</sub></b>	60 – 200 cm	Densité de discontinuité faible
<b>ID<sub>3</sub></b>	20 – 60 cm	Densité de discontinuité moyenne
<b>ID<sub>4</sub></b>	6 – 20 cm	Densité de discontinuité forte
<b>ID<sub>5</sub></b>	< 6 cm	Densité de discontinuité très forte.

## I.3.1.4. Caractéristiques mécaniques d'une discontinuité

De nombreuses études ont été faites sur le comportement mécanique des discontinuités (notamment Barton (1977), Bandis (1981), Bray et Hoek (1981), etc...).

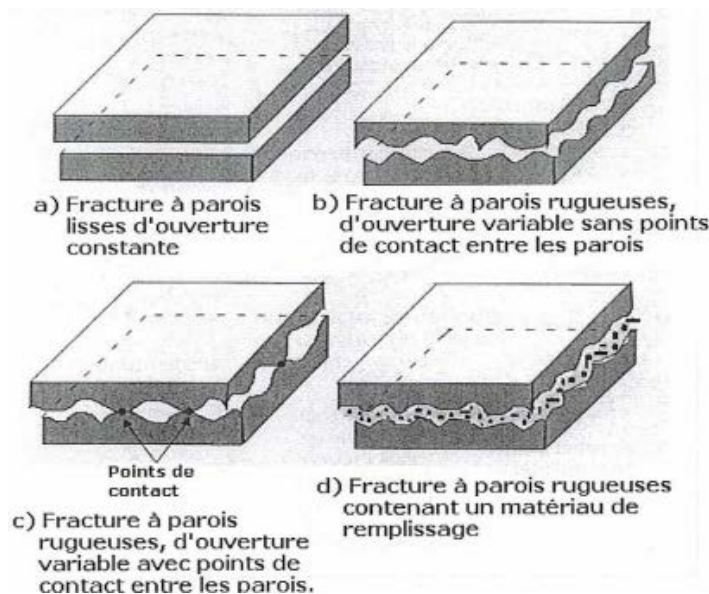
Le comportement mécanique d'une discontinuité est très complexe en comparaison avec celui de la roche intacte.

Une fissure ne présente aucune résistance en traction et sa résistance au cisaillement est très faible (plus détaillé dans autre chapitre)

Ces caractéristiques mécaniques dépendent de la rugosité de ses surfaces, de degré d'altération, de son ouverture et du matériau de remplissage éventuel (quartz, calcite, argile...).

### I.3.1.4.1. Propriétés de surface

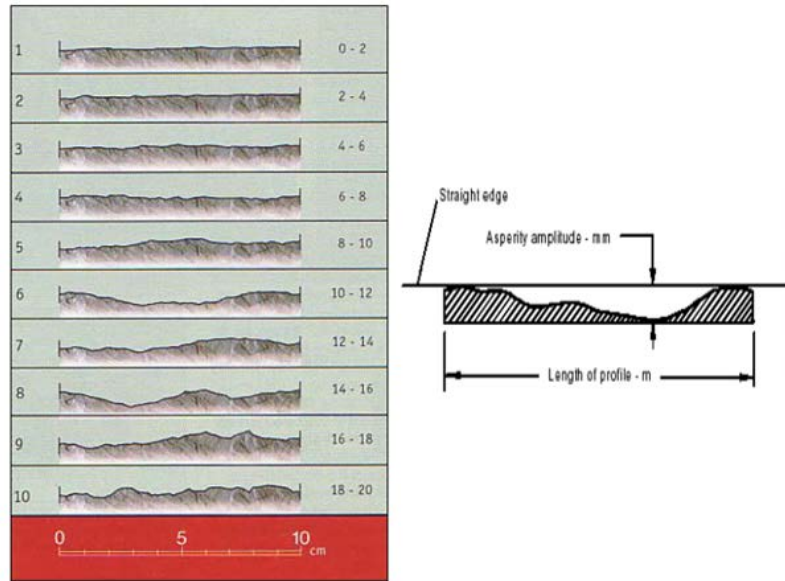
- A. La rugosité :** la rugosité décrit les aspérités et les ondulations des surfaces de la discontinuité. La méthode la plus simple pour évaluer la rugosité consiste à mesurer l'angle moyen des aspérités par rapport au plan de la discontinuité. On peut ainsi définir une rugosité variant de  $0^\circ$  (surface parfaitement lisse) à  $20^\circ$  (surface très rugueuse) et de 10 pour une surface parfaitement ouverte, (ISRM, 1997). Figure I.13.



**Figure. I.13.** Schémas de quatre configurations typiques de l'intérieur d'une fracture (Tiré d'Indraratna et Ranjith, 2001).

En mécanique des roches la rugosité est souvent représentée par le coefficient de rugosité du joint **JRC** (joint roughness coefficient).

La rugosité de la discontinuité peut être définie soit par référence aux schémas standards (Barton et Choubey, 1977), soit mathématiquement. Cette caractéristique géométrique a un effet direct sur les propriétés mécaniques de la discontinuité comme sa résistance, sa dilatation et sa raideur. (figure I.14).



**Figure. I.14.** Détermination des coefficients de rugosité de joint JRC (Barton et Choubey, 1977).

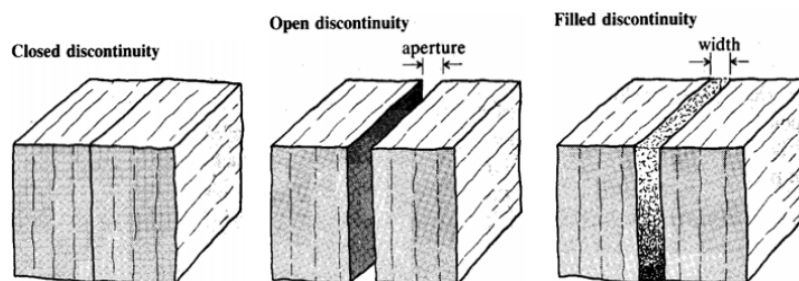
### B. L'ouverture et matériaux du remplissage des discontinuités :

L'ouverture correspond à la distance perpendiculaire entre les épontes de la discontinuité. Ce paramètre affecte largement la perméabilité des discontinuités et par suite leur comportement hydraulique. La détermination de l'ouverture est limitée souvent aux relevés examinés directement sur un affleurement ou sur des carottes de sondages.

Il est très rare que les deux surfaces d'une discontinuité soient en contact, généralement il existe un espace entre elles appelé ouverture qu'elle soit remplie d'air, d'eau (joint ouvert) ou avec des matériaux de remplissage (Schroeder, 2010).

En général, les propriétés du matériel de remplissage affectent la résistance au cisaillement, la déformabilité et la perméabilité des discontinuités. On peut distinguer :

- Matériaux tendres : qui peuvent être rayés à l'ongle ou essuyés à la main (argile, sable) ;
- Matériaux durs : qui ne peuvent être rayés à l'ongle (minéraux comme la calcite, le quartz, etc.).

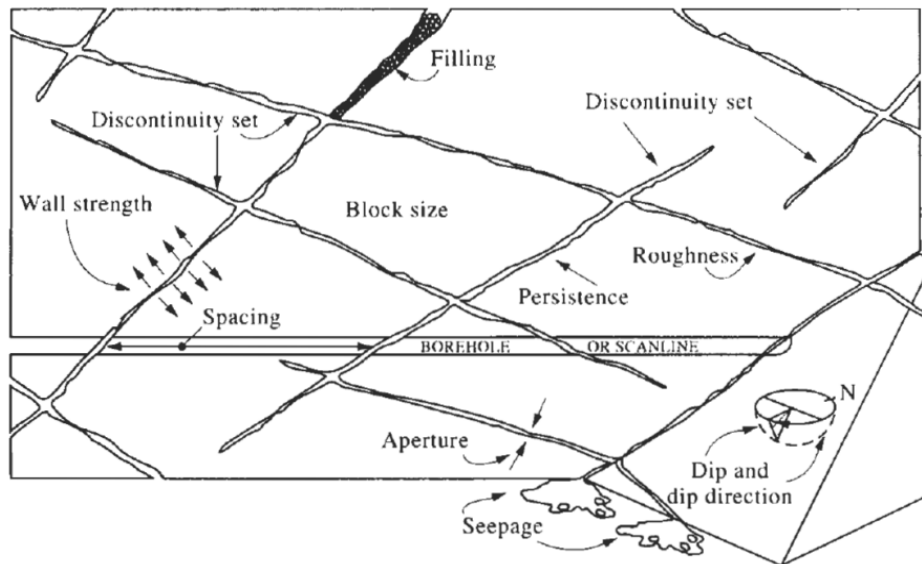


**Figure. I.15.** L'ouverture et remplissage d'une discontinuité.

## C. Les infiltrations :

Les infiltrations représentent l'eau qui provient majoritairement du ruissellement dans les discontinuités. Ces circulations d'eau ont une influence sur la résistance au cisaillement

La figure I.16 donne une représentation schématique de l'intérieur d'un massif rocheux, avec les principaux aspects géométriques des massifs rocheux (Hudson et Harrison, 1997) :



**Figure. I.16.** Représentation schématique des propriétés géométriques principales des discontinuités dans la roche (Hudson 1989 cité par Hudson et Harrison 1997).

### I.3.1.4.2. Propriétés mécanique

Ce sont les propriétés mécaniques des surfaces de discontinuité, et en particulier celles qui dominent le comportement mécanique des massifs rocheux fissurés. Ainsi, l'expérience montre que la surface plane et lisses, formées à la suite de grands cisaillements au cours des âges géologiques, sont les plus dangereuses pour la stabilité des massifs rocheux ; au contraire, les surfaces de discontinuité qui n'ont pas subi ces grands déplacements et où l'on trouve une imbrication des épentes ou une cimentation des surfaces par cristallisation du matériau de remplissage, sont moins dangereuses. Malheureusement, bien que l'on ait réussi à mettre en évidence les principaux paramètres qui influent sur le comportement de cisaillement des discontinuités, la complexité de ce phénomène interdit une quantification exacte et il est nécessaire de procéder pour chaque cas particulier à une analyse des mécanismes les plus importants.

Pour l'étude du comportement d'un massif rocheux fissuré, les paramètres mécaniques des joints sont des données du problème qu'il convient préciser.

Compte tenu des phénomènes de glissement qui se produisent le long de plans de discontinuités, c'est la résistance au cisaillement qui est considérée comme étant la caractéristique mécanique la plus importante. Contrairement à la roche qui présente une cohésion, une discontinuité n'est caractérisée que par un angle de frottement entre ses épentes

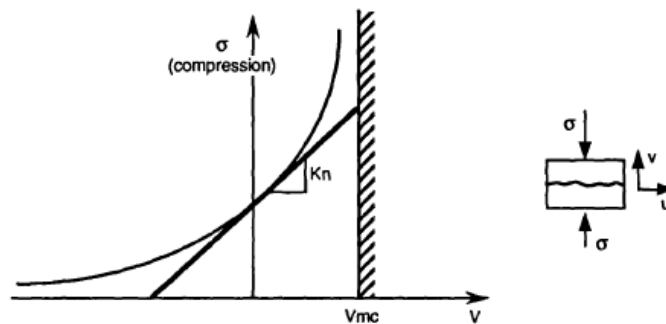
( $\tau_p = \sigma_n \text{tg}(\varphi)$ ). Cet angle dépend largement de résistance de la roche et de la rugosité des surfaces. Il varie de moins de  $20^\circ$  pour des discontinuités lisses. Planes, avec un remplissage argileux, à plus de  $45^\circ$  pour des discontinuités rugueuses dans une roche résistante. (Bjurstrom, 1974 ; Bandis et al. 1981).

Dans ces études, nous donnerons les paramètres de base et nous discuterons brièvement de l'état actuel des recherches pour la caractérisation des joints.

### I.3.1.4.3. La déformation des joints

**A. La déformation normale :** La figure I.17 représente la courbe contrainte-déformation normales d'un joint. Cette courbe est de forme hyperbolique admettant une asymptote après un déplacement  $V_{mc}$  correspondant à la fermeture du joint.

Dans de nombreux modèles numériques, cette loi de comportement est considérée comme linéaire avec une pente  $K_n$  dite raideur normale du joint.

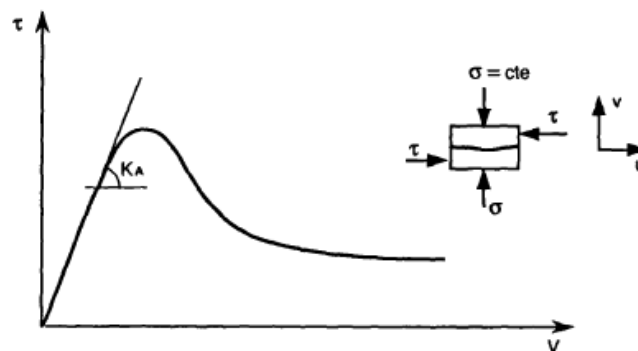


**Figure. I.17.** Comportement normal d'un joint en compression normale

$K_n$  : raideur normale

$V_{mc}$  : valeur limite du déplacement à la fermeture

**B. La déformation tangentielle :** La figure I.18 montre la forme caractéristique de la courbe contrainte-déformation tangentielles obtenue à l'issue d'essais en cisaillement. La raideur tangentielle  $K_s$  considérée comme la pente de la courbe avant le pic est très variable et difficile à obtenir en pratique. Elle dépend essentiellement de la contrainte normale et de la taille de l'échantillon.



**Figure. I.18.** Comportement tangentiel d'un joint en cisaillement.

**C. La dilatance**

La dilatance des joints est généralement liée à l'ondulante de la surface des jointes. Cela conduit à la caractériser par un angle. Cet angle de dilatance dépend de la contrainte normale exercée.

**I.3.1.4.4. La rupture des joints**

Dans de nombreux cas, seules les conditions entraînant la rupture des joints sont considérées. Divers critères de ruptures ont été proposés. Ils reposent généralement sur la mesure d'un angle de frottement, d'une cohésion et parfois d'un angle de dilatance à la rupture.

**A. L'angle de frottement**

L'angle de frottement est sans doute la caractéristique mécanique des joints la plus couramment utilisée. Dans le cas de deux corps lisses au contact, il correspond à la condition de glissement.

Pour le déterminer en laboratoire, on mesure, dans des essais de cisaillement effectués sous des contraintes normales différentes, les valeurs de la contrainte tangentielle correspondant à la rupture. Ces valeurs, reportées dans un diagramme contrainte normale-contrainte tangentielle, définissent une droite de pente  $\text{tg}(\varphi)$ , où  $\varphi$  représente l'angle de frottement.

**B. La cohésion**

C'est sans doute le paramètre le moins bien connu. Les sujétions de l'échantillonnage le rendent en effet très délicat à caractériser au laboratoire. Plusieurs définitions existent.

La cohésion réelle traduit en général l'existence d'une continuité mécanique locale au niveau des joints, que celle-ci soit liée à la présence de ponts rocheux, de remplissage ou d'une minéralisation quelconque.

La cohésion fictive (ou apparente) correspond, quant à elle, à l'influence des irrégularités de la surface des joints sur leur comportement au cisaillement.

**C. Les critères de ruptures en traction**

La plupart des auteurs supposent la résistance en traction des joints, nulle. De fait, par définition même des joints, cette résistance est très inférieure à celle de la matrice rocheuse, mais pas nécessairement nulle.

Un critère de rupture en traction simple peut être alors :

$$\sigma_n < \sigma_n^{\text{lim}} \text{ et } \sigma_n^{\text{lim}} < 0 \text{ (convention : traction positive)}$$

Avec :  $\sigma_n$ : contrainte normale

$\sigma_n^{\text{lim}}$ : limite de la résistance à la traction.

**D. Les critères de ruptures en cisaillement**

De nombreux critères de ruptures en cisaillement ont été proposés. Nous nous contenterons de rappeler la forme la plus classique du critère de Mohr-Coulomb (Schroeder, 2010):

$$\tau < C + \sigma_n \text{tg}(\varphi) \quad (\text{I.1})$$

Avec  $\tau$  : contrainte de cisaillement à la rupture

$\sigma_n$ : contrainte normale à la rupture

C : cohésion

$\varphi$  : angle de frottement

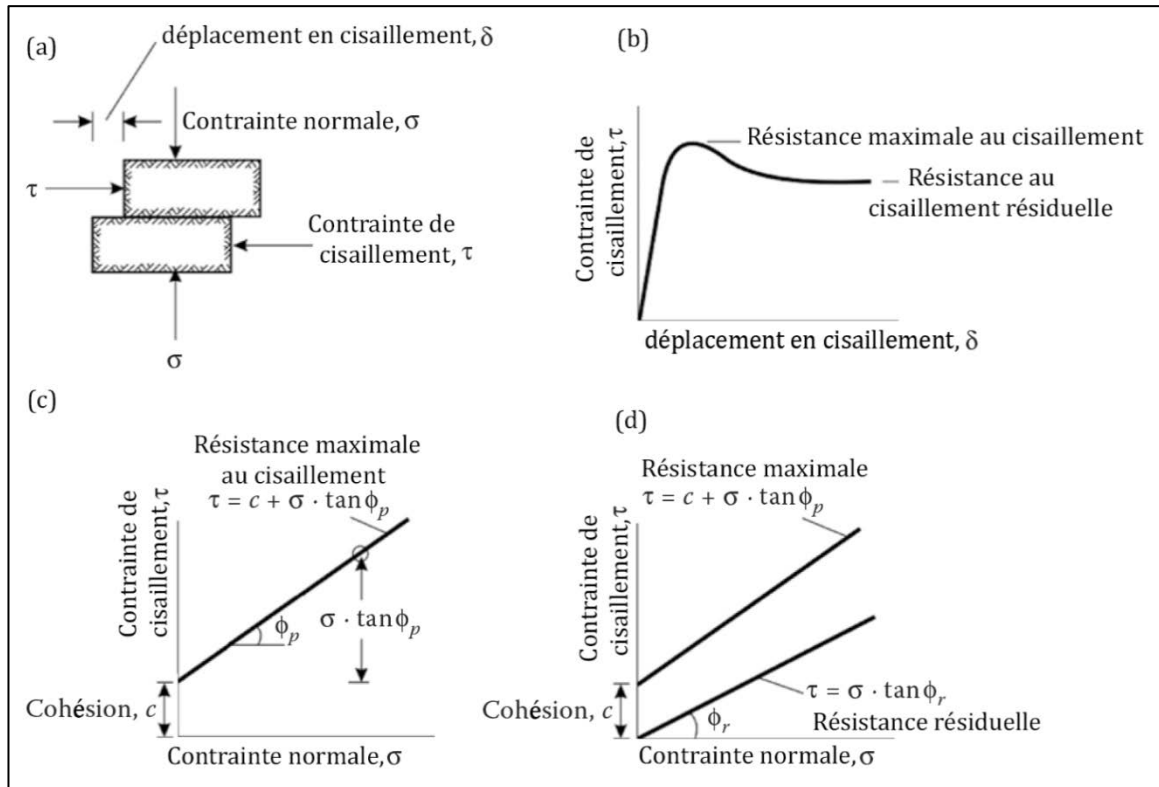
# CHAPITRE I SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

Cette relation est parfois modifiée pour prendre en compte l'angle de dilatance à la rupture

$$\tau < C + \sigma_n \operatorname{tg}(\varphi + i) \quad (\text{I.2})$$

Avec  $i$  : angle de dilatance à la rupture.

Les paramètres «  $c$  » et «  $\varphi$  » déterminent par un examen morphologique détaillé des discontinuités (rugosité, remplissage,...etc.) et par des essais de cisaillement ou autres.



**Figure. I.19.** Essais de cisaillement sur "joint" rocheux (Duncan 2018).

- a) Essai de cisaillement de la discontinuité ; (b) courbe du déplacement de cisaillement par rapport à la contrainte de cisaillement ; (c) Courbe de Mohr de la force maximale ; (d) Diagramme de Mohr de la force maximale et résiduelle.

### I.3.1.5. Formules numériques de calculs

Avec ces variations à traiter : familles principales, espacement, fréquence, densité de fracturation, surface spécifique de fracturation, comme il y a déjà appliqué aux mesure une série de levé statistique ou d'échantillonnages, toutes ces séries d'analyses sont regroupées dans la méthode à la ficelle ou méthode géologique de (M. Ruhland, 1973), une ficelle en pratique est un décimètre en ruban est tendue horizontalement le long de l'affleurement ou le long de chaque gradin. Soit ( $L$ ) la longueur de la ficelle de long d'une ligne de mesure,  $n$  est le nombre de fractures, et ( $n-1$ ) est le nombre d'intervalles.

L'espaceur

$$ES_{moyen} = \frac{L}{n-1} \text{ (m)} \quad (I.3)$$

L'espaceur vrais moyen : ES vrai moyen= ES moyen x cos  $\alpha$  (I.4)

La fréquence f pour chaque ligne de mesure :  $f = \frac{1}{ES_{vrai.moyen}} (fr / m)$  (I.5)

La surface spécifique :

$$Sf = \sum_{i=1}^n f_n = f_1 + f_2 + \dots + f_n (m^2 / m^3). \quad (I.6)$$

La densité de fracturation:

$$df = \frac{ID_1 + ID_2 + \dots + ID_n}{longueur.de.laficelle} (m). \quad (I.7)$$

### **I.3.2. Les propriétés de résistance de la roche comme indice de tirabilité**

L'abattage de roche est commandé par l'utilisation de caractérisation d'explosif et de roche pour excaver ou enlever la roche. Un certain nombre de chercheurs ont été longtemps étudiés au sujet de l'influence des propriétés de la masse de roche sur des opérations de tir et la stabilité.

L'importance de la résistance à la traction comme paramètre déterminant la résistance des roches au tir, joue un rôle important dans la recherche concernant l'amélioration de tir.

Dans une tentative de classifier préalablement la résistance de tir Zhang (2016) a suggéré l'utilisation d'un « coefficient de tirabilité » défini comme le rapport entre la résistance à la compression et celle de traction. Un tel indice mesure le degré de tirabilité d'une roche. Il serait beaucoup plus avantageux pour l'indice de tirabilité défini avant le tir d'obtenir la conception de tir la plus précise possible. De plus, cet indice est utilisé pour assurer l'efficacité du tir et il est directement lié à la fragmentation de la roche. Il a également une relation avec le facteur de poudre qui est défini comme le rapport entre le poids de l'explosif et les tonnes de matériau abattu.

Malgré l'importance de la résistance à la traction dans les contrôle de nombreux processus de rupture, la détermination de la résistance à la traction est souvent négligé dans l'ingénierie pratique en raison de difficultés à obtenir des faibles résultats, par conséquent la résistance à la traction est un aspect important de la résistance à la rupture d'une roche ou de la masse rocheuse, Zou (2017) a déclaré que la résistance à la traction est une propriété de contrôle important dans la stabilité de la pente critique des ouvertures souterraines et ciel ouvert.

# CHAPITRE I SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

---

les travaux effectués précédemment par Torbica et al (2015) expliquent l'apparence des cassures radiales autour d'un trou de tir comme étant un résultat des contraintes de traction tangentielles apparaissant d'abord sur un ou deux rayons du trou en dehors du mur de trou de tir. La propagation de ces cassures au niveau du gradin de tir est en plus indiquée pour être effectuée par les ondes de tension reflétées de l'avant du gradin.

Les résultats des investigations sur les roches abattues par le tir encouragé des études sur la résistance à la traction des roches.

Les mesures montrent que les déplacements ayant lieu dans les roches abattues sont les résultats des mouvements dans les joints existants et les fracturations des roches dues au tir, et se classent en tant que roches intactes (Verma et al 2014).

Dans l'attente des futures méthodes de caractérisation utilisant les principes dynamiques d'essais de traction et de mécanique de rupture est le but de ces études pour discuter l'interprétation et l'applicabilité des essais conventionnels de résistance à la traction en liaison avec la caractérisation de la roche pour le tir.

Pour fournir une base de discussion concernant les méthodes déterminant la résistance à la traction on va citer un cas d'étude qui formera finalement des bases de conclusion.

La résistance à la traction est communément mesurée indirectement par la méthode dite Brésilienne. Toutefois, cette méthode donne sa valeur statique pour étudier le comportement de la matrice rocheuse dans les tirs.

## **I.3.2.1. La résistance à la traction des roches**

Comme indiqué ci-dessus, la résistance à la traction d'une roche est un paramètre très important, couramment utilisé dans la conception du tir d'une roche et de sa stabilité.

La littérature de mécanique des roches contient un grand nombre de travaux sur l'essai à la traction des roches. Les deux méthodes d'essai recommandées par l'ISRM (la société internationale pour des roches Mécaniques), (Komurlu et al 2019), l'essai Brésilien et la résistance à la traction uniaxiale, sont discutées par Efimov (2016) et Brisevac (2015).

Les deux méthodes d'essai sont souvent soumises à la critique, à l'essai brésilien dû à l'incertitude au sujet du point de déclenchement de rupture et à la procédure d'essais indirecte qui suppose linéairement le comportement du matériau élastique. L'objection principale contre l'essai uniaxial de la résistance à la traction est le problème de réaliser une distribution uniforme des efforts dans l'échantillon. Puisque la plupart des roches sont les plus faibles de point de vue traction, cependant, celle-ci reste un paramètre important. C'est l'opinion de plusieurs auteurs qui ont montré que les essais de résistance à la traction ne devraient pas être évités à condition que les procédures d'essais soient critiquées et analysées et des interprétations qui soient faites avec une ambition pour recommander les

incertitudes (Torabi (2013), Zou (2017), Fahimifar (2012)). L'essai brésilien et l'essai uniaxial de résistance à la traction doivent être considérés comme les essais de roche dont des échantillons sont préparés à partir des pièces non fracturées. C'est le jugement d'auteurs qui indiquent que la défaillance de fragmentation des roches doit être réalisée au moins pour des échantillons de roche compétente avec une faible densité de plus grandes fractures existantes.

En suite les procédures d'essais recommandées pour les essais brésiliens et les essais uniaxiaux de résistance à la traction seront discutées.

### I.3.2.2. L'essai Brésilien

L'essai brésilien est réalisé par compression **diamétrale** d'un échantillon en forme de disque cylindrique de roche. La connaissance de la distribution d'effort dans l'échantillon chargé est exigée avant que l'étape de la rupture puisse être analysée. Une solution d'effort sur un échantillon élastique d'homogène, isotrope et linéairement chargé a été obtenue par Li et al (2013).

Les résultats indiquent que la rupture est susceptible d'être lancée près des points de ligne de chargement ou au centre de l'échantillon. Puisque l'orientation des discontinuités critiques dans les parties des échantillons à proximité des points de charge est en ligne avec le diamètre de chargement et de ces parties d'échantillon aussi contiennent des contraintes élevées à la compression qui souligne la rupture à proximité des points de charge et ne doit pas à être pris comme une indication de la rupture à la traction. Les méthodes de traction indirecte, tels que le l'essai de traction brésilienne, est beaucoup plus faciles à réaliser bien que les essais non valides (fracture n'est pas à travers le milieu de l'échantillon ou des effets visibles platine) sont également fréquentes et chaque échantillon devraient être examiné après avoir testé pour déterminer sa validité. Ceci peut être obtenu en répartissant la charge sur de plus grandes zones de la surface cylindrique de l'échantillon, la rupture peut se produire à partir du centre du disque d'essai pour de petits angles de zone de contact de chargement et la résistance à la traction calculé à partir d'un essai brésilien est inférieur a la valeur réelle de la résistance à la traction.

Dans les recommandations pour les essais brésiliens publiées par l'ISRM (2007-2014), il est mentionné que le diamètre de l'échantillons doit être supérieur à 54 mm, que son épaisseur doit être équivalente à celle du balayage de l'échantillons et que le taux de charge doit être tel que la rupture dans les roches les plus faibles se produira dans les 15 à 30 secondes du chargement. Cependant, un taux de charge de 200 N / s est proposé à la main.

L'ISRM donne aussi des recommandations concernant la préparation des échantillons. La résistance à la traction a été établie à l'aide de l'équation suivante:

$$BTS = \frac{2P}{\pi Dt} \quad (I.8)$$

# CHAPITRE I SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

Où P est la charge connectée à la rupture, et D et t sont le diamètre et l'épaisseur de l'échantillon de roche, séparément.

### I.3.2.3. L'essai direct de résistance à la traction

De diverses méthodes pour l'exécution de l'essai sont discutées par Efimov (2016). Des recommandations sont données par l'ISRM (2007-2014) et l'ASTM (Komurlu, 2019 et Fuenkajorn, 2011).

La procédure de test prescrite par l'ASTM. Pour calculer la résistance à la traction directe de la roche, un échantillon de roche de forme cylindrique est collé dans des cuvettes métalliques aux deux extrémités. Les extrémités métalliques sont reliées au contour de chargement des systèmes d'essai des matériaux; ainsi, l'échantillon peut être chargé sous pression jusqu'au point de la rupture; la contrainte de traction appliquée à ce point est alors la résistance à la traction de la roche.

Les recommandations concernant les dimensions des échantillons et les taux de charge sont résumées dans (Tableau I.4).

**Tableau. I.4.** Recommandations sur la géométrie et taux de chargement de l'échantillon dans l'essai uniaxial de la résistance à la traction.

	ASTM	ISRM
longueur /diamètre de l'échantillon	2.0 – 2.5	2.5 – 3.0
diamètre de l'échantillon	48 mm	54 mm
	(les chronomètres la plus grande grosseur du grain, 10 min.)	
Taux de chargement	La rupture devrait se produire dans un délai de 5-15 min de chargement	La rupture devrait se produire dans un délai de 5 min de chargement (0.5 - 1.0MPA/s alternativement)

### I.3.3. Méthodes de mesure des discontinuités

Lorsque l'on s'intéresse en particulier à la reconnaissance des familles de discontinuités on est amené à travailler à deux échelles différentes : d'une part l'analyse des linéaments (échelle régionale) et d'autre part l'analyse des discontinuités à proprement parler (échelle locale). Les méthodes de reconnaissance utilisées doivent être en rapport avec l'échelle d'étude. Pour une analyse régionale des linéaments on utilisera essentiellement des photos satellites, photos aériennes, et

# CHAPITRE I SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

---

les cartes or hydrographiques. L'ensemble de ces techniques ne donne finalement qu'une idée de l'orientation des principaux linéaments, et ne permet, ni d'avoir une idée quantitative précise de ceux-ci, ni d'avoir des informations sur le pendage des fractures identifiées. Ceci dit, cette étape est importante puisqu'elle permet d'identifier non seulement les grandes tendances mais aussi les zones à étudier plus précisément et les « marques » à rechercher dans l'analyse géologique locale. Cette analyse permet donc de recouper les différentes informations disponibles sur un site. Si on se place maintenant à l'échelle locale, celle de l'ouvrage, les discontinuités peuvent être mesurées directement :

- sur affleurement ;
- sur front de taille ;
- en galerie ;
- sur carottes issues de forage ;
- à partir d'imagerie de paroi (diagraphie) ;
- à partir de méthodes géophysiques.

Ces différentes techniques sont complémentaires et ne doivent pas être exclusives les unes des autres.

### I.3.3.1. Méthode directe : (Levé sur lignes de mesure)

La méthode traditionnelle pour relever les discontinuités est la méthode manuelle qui fait appel à l'utilisation d'une boussole et d'un inclinomètre (*scanlines* en anglais). Il existe actuellement des appareils automatiques qui ont été mis au point pour faciliter cette opération.

Ces appareils permettent de mesurer et d'enregistrer directement l'azimut et le pendage par simple application d'un capteur sur le plan de la discontinuité.

La mesure de la distance entre discontinuités permet d'évaluer la densité de fracturation du massif soit en deux dimensions (sur un affleurement ou un gradin), soit en trois dimensions si l'on fait cette mesure de façon statistique dans différentes directions. Ceci est réalisé par la technique de la ligne d'échantillonnage qui consiste à tendre une chaîne graduée le long de l'affleurement, dans une direction repérée dans l'espace, et à relever la position de chaque discontinuité intersectés cette ligne.

Les principaux paramètres géométriques de chaque discontinuité relevée sont :

- azimut et pendage: ils sont levés conformément aux prescriptions AFTES (pendage et azimut de pendage, qui correspondent aux coordonnées américaines « dip, dip direction »), c'est à dire que l'orientation est donnée par un angle compris entre 0 et 360° et le pendage par un angle compris entre 0 et 90° par rapport à l'horizontale, Figure 2 ; concrètement, les valeurs sont directement lues sur la boussole de géologue à condition de la placer à 90° par rapport à la fracture ;
- Altération : il est demandé de fournir une note entre 1 (peu altéré) et 4 (très altéré) à la fois sur l'état de la matrice rocheuse, des discontinuités, puis globalement du massif dans son ensemble ;

# CHAPITRE I SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

---

- type de discontinuité : autant que l'analyse visuelle le permet, il s'agit de préciser si on a à faire à un contact lithologique, une stratification, de la schistosité, une diaclase, une faille ou bien un filon ;
- géométrie : cette caractéristique concerne à la fois l'espacement et la persistance ; l'espacement est séparant deux fractures de la même famille, la persistance, ici est la longueur apparente de la fracture ; ces deux grandeurs étant extrêmement délicates à mesurer sur le terrain, nous allons y revenir un peu plus bas ;
- Description des épontes : cette information ne peut être complétée que si les deux lèvres du joint ne sont pas complètement jointives ou bien si on a pu réaliser une cassure fraîche ;
- Ouverture : elle se mesure en millimètre est estimée approximativement par rapport à des valeurs référence : 0, 1 ; 1 et 5 mm ;
- Remplissage : à nouveau il existe des propositions pour caractériser le remplissage : aucun, recimenté, sableux ou graveleux, silt ou sable argileux, argileux – compact, argileux mou ou glissant, broyé.

L'interprétation ultérieure permet la mesure de la densité en termes d'espacement (ES) ou d'intervalle entre discontinuités(ID).

Les mesures seront ensuite exploitées statistiquement à l'aide de logiciels spécialisés venant maintenant simplifier ces traitements. On pourra ainsi arriver à modéliser en 3 dimensions les discontinuités du massif rocheux et déterminer la distribution granulométrique in situ des blocs ainsi délimités, ce qu'on appelle la blocométrie, sa comparaison avec la distribution granulométrique des blocs des tas abattus permettra ensuite la quantification de la fragmentation du tir.

**I.3.3.2. Mesures à partir de sondages :** Le levé de la fissuration à partir d'un sondage carotté se fait, comme dans la méthode manuelle, par la mesure des paramètres géométriques des discontinuités au niveau des morceaux de carottes

**I.3.3.3. Méthodes géophysiques de surface :** Le principe de ces méthodes est de déterminer, à partir de mesures effectuées en surface, une propriété physique du sous-sol. Elles sont en général utilisées en amont du tir, principalement pour la reconnaissance du massif rocheux avant la réalisation d'ouvrages (génie civil ou travaux publics) ou l'ouverture d'exploitations (mines et carrières).

Les renseignements apportés lors des études de reconnaissance sont susceptibles d'apporter des données utiles pour la conception des tirs car elles permettent en générale de caractériser l'anisotropie ou l'hétérogénéité du massif.

**I.3.3.4. Méthodes imagerie de paroi :** Il existe différentes sortes de diagraphies, en fonction des propriétés de la roche que l'on cherche à connaître. Citons en particulier :

- Gamma ray (mesure de la radioactivité des terrains traversés) ;
- Trajectométrie (mesure de l'orientation du forage en X, Y, Z) ;
- *caliper* (diamètreur - mesure du diamètre du trou de forage) ;

# CHAPITRE I      SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

---

- Carottage sonique ou Full Wave (mesure de la vitesse des ondes de compression et de cisaillement dans le terrain encaissant) ;
- L'imagerie de paroi (permet le pointage des discontinuités).

**I.3.3.5. Mode de représentation des mesures :** La société internationale de mécanique des roches (ISRM, 1997), a édité une fiche type de prélèvement des discontinuités, qui fait appel à un certain nombre de codes qui sont fixé préalablement pour l'utilisateur, tableau I.5.

**Tableau. I.5.** Fiche type de prélèvement

Carrière .....													<b>roche</b>
.....													
Ouvrage .....													
Orientation .....Relevé effectué par : .....													
Lignes Azimut pendage	nombre	orientation		extension			Propriétés de surface			remplissage			remarques
		Azimut	Pendage	G	M	P	L	O	R	A	C	Q	
	1	130	140		•			•		•			

**Symboles :** G : grande, M : moyenne, P : petite, L : lisse, O : ouverte, R : rugueuse, A : argile, C : calcite, Q : quartz.

## I.3.4. Analyse des mesures

La manière la plus efficace pour évaluer les problèmes liés à la géologie structurale est l'analyse des discontinuités et des plans de stratifications en 2 ou 3 dimensions. Une des méthodes pour arriver à ce but est la projection stéréographique (stéréogramme).

Le traitement d'un relevé de discontinuités peut se faire en trois phase successives : la représentation des orientations des discontinuités et la recherche des familles principales, la visualisation tridimensionnelle et l'analyse de la densité de fissuration et enfin l'évaluation de la blocométrie du massif rocheux en place.

### I.3.4.1. Recherche des familles de fissures

Les discontinuités d'un massif rocheux ne sont pas distribuées de manière aléatoire, mais se groupent en générale en un nombre restreint de familles résultantes sont l'histoire géologique du massif. Parmi celles-ci, les plus importantes sont les failles et les diaclases ; pour les formations d'origine sédimentaire, il y a lieu d'ajouter les joints de stratification.

La méthode la plus couramment utilisée pour représenter les orientations des discontinuités est la projection stéréographique qui permet de représenter dans le

cercle équatorial un plan par un point appelé projection du pôle. Deux types de projection sont utilisés : la projection de **Wulff** et la projection de **Schmidt**. La première, conservant les angles, permet d'étudier les relations entre les positions dans l'espace des différentes familles de discontinuités. La seconde, conservant les surfaces, permet d'évaluer la densité de ces discontinuités en fonction de leur répartition.

Elle consiste à reporter sur une sphère le pendage et la direction de pendage des différentes discontinuités d'un massif ; afin d'avoir l'orientation de la famille principale. En conséquence la sphère est graduée de 0 à 360° dans le sens horaire (direction de pendage) à partir du Nord. Les méridiens doivent être gradués de 0 à 90° à partir de la circonférence d'intersection (pendage).

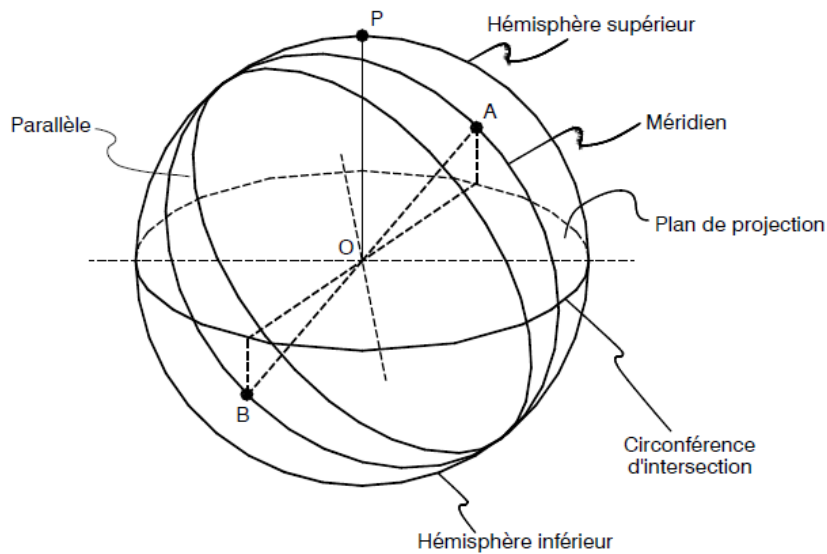
Ces techniques d'analyses sont maintenant facilitées par l'usage des micros ordinateurs.

### **I.3.4.2. La projection stéréographique sur canevas de Schmidt**

La géologie structurale s'est longtemps satisfaite d'un mode de représentation qui ne faisait appel qu'à la figuration de l'intersection entre les structures tectoniques et un plan. Ainsi, la carte géologique, intersection avec la surface du sol, et la coupe, intersection de la même structure avec un plan vertical, sont encore trop souvent les deux seuls modes de raisonnement utilisés dans l'étude d'un édifice tectonique. Le bloc diagramme, qui apparaît trop rarement dans les travaux traitant de géométrie structurale, est un moyen efficace d'exposition d'une interprétation élaborée, mais est difficilement utilisable comme moyen de conception de l'architecture d'un volume. Les tectoniciens ont donc été amenés à utiliser des modes de représentation dans l'espace qui soit adaptés, à la fois à la complexité et au nombre important d'informations qu'ils avaient à manipuler. La projection stéréographique a ainsi pris une place privilégiée dans la géologie structurale, tant comme instrument de travail, de construction géométrique, que comme moyen de représentation de cette géométrie.

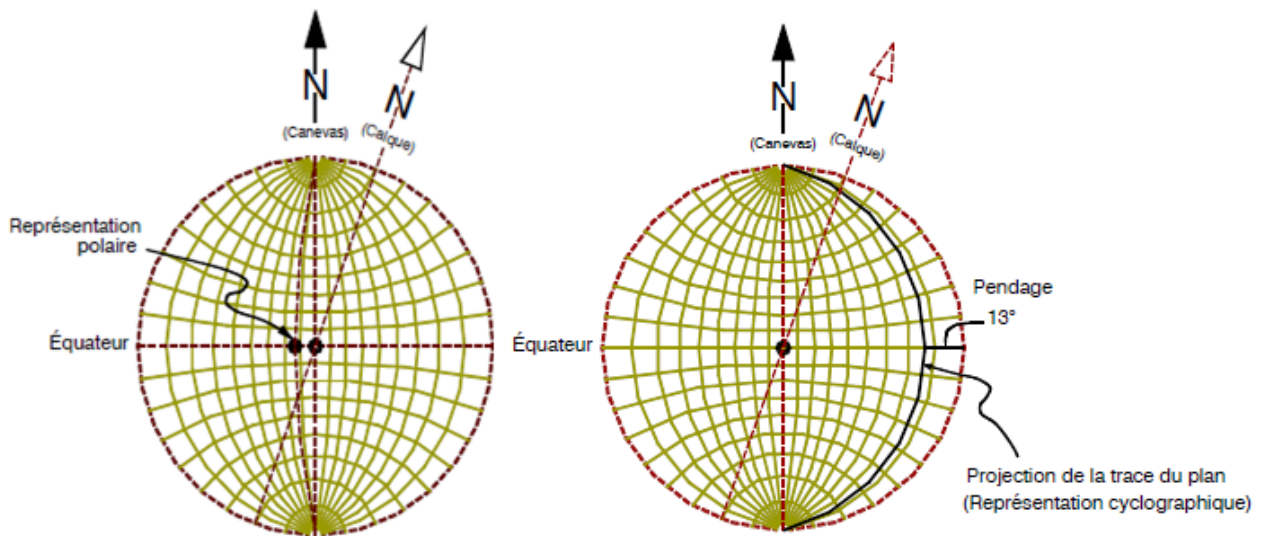
### **I.3.4.3. Principe de la projection stéréographique**

La projection stéréographique est un mode de représentation et de construction géométrique abstrait qui n'analyse que les rapports d'orientations des éléments tectoniques dans l'espace, indépendamment de leur position géographiques. Le principe de la projection stéréographique consiste à translater ces éléments parallèlement à eux-mêmes pour les rapporter à une demi-sphère de référence (voir figure I.20).



**Figure. I.20.** Sphère comportant deux points diamétralement opposés (A et B), un plan horizontal passant par son centre O, le méridien AB, un parallèle et le point de vue p.

Ils sont alors projetés sur un plan, au moyen d’une inversion, transformation géométrique qui a la propriété de conserver les angles (voir figure I.21).



**Figure. I.21.** Principe de la projection stéréographique.

#### I.3.4.4. Application de la projection stéréographique aux structures tectoniques

Les applications de la projection stéréographique à l’étude des structures géologiques sont très nombreuses, ces applications sont de deux types différents. Le stéréogramme peut être en effet l’instrument de calculs géométriques, permettant de résoudre un certain nombre de problèmes pratiques, il est en outre souvent utilisé

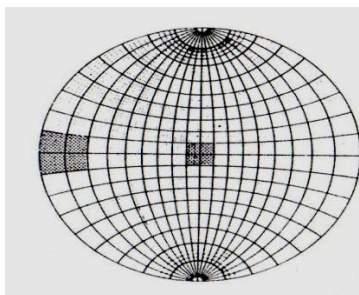
pour analyser des géométries structurales dont la complexité ou les dimensions sont telles que leur perception directe est impossible.

### I.3.4.5. Caractéristiques et propriétés du canevas de Schmidt

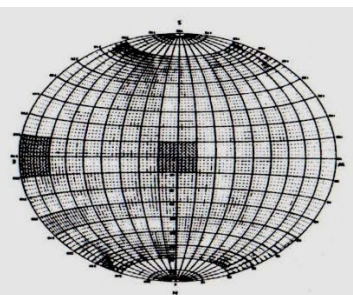
Une autre démarche est également possible, qui étudie la répartition des attitudes d'éléments structuraux sous un angle statistique, et traite des populations d'éléments structuraux. En d'autres termes, il est possible de considérer comme négligeables des variations d'attitudes liées soit à des phénomènes accessoires et complexes, soit à des erreurs de mesures et de rechercher dans un ensemble de mesures des moyennes statistiques sur lesquelles porteront les analyses et les interprétations

Un des premiers obstacles à une telle démarche est lié au fait que chaque élément structural est caractérisé par deux variables, direction et pendage ou azimut et plongement. La deuxième difficulté est liée au nombre important de mesures qu'il faut traiter, qui rendrait le calcul statistique fastidieux. Ces difficultés sont en grande partie éliminées par la méthode des stéréogrammes de densité construit à l'aide du canevas de Schmidt.

Le canevas stéréographique de Schmidt dit aussi canevas isoaire s'oppose au canevas de Wulff dit aussi canevas isogone par un certain nombre de propriétés, (figures I.22, I.23). La propriété essentielle du canevas de Schmidt est d'être construite de telle façon que les surfaces limitées par deux méridiens et deux parallèles soient égales entre elles quelle que soit leur position sur la projection. Notons également au passage que les petits cercles du canevas de Wulff sont représentés sur la projection isoaire par des arcs d'ellipses qui traduisent la déformation des valeurs angulaires sur le canevas de Schmidt. Ce canevas se prête à toutes les constructions et manipulations décrites précédemment exactement avec les mêmes méthodes. Il présente accessoirement l'avantage d'étaler plus les pôles des plans à pendages faibles et est par suite préférable quand il s'agit d'analyser des structures faiblement plissées.



**Figure I.22.** Canevas de Schmidt, les surfaces sont égales au centre et à la périphérie, les Petits cercles sont des arcs d'ellipsoïdes.



**Figure I.23.** Canevas de Wulff, les surfaces sont plus grandes à la périphérie qu'au centre.

## I.4. Classifications géo-mécaniques des massifs rocheux

### I.4.1. Généralité

Les systèmes de classification des massifs rocheux ont tout d'abord un rôle de synthétisation des données récoltées sur le terrain. En effet, il semble avantageux de disposer d'un outil permettant de regrouper de manière structurée toutes les informations fournies par les observations, les mesures et les comptes rendus des géologues.

Le rôle principal qu'on attribue généralement aux systèmes de classification des massifs rocheux est celui d'aide à la conception d'ouvrages en milieux rocheux. Les systèmes de classification des massifs rocheux sont en effet à la base des méthodes de dimensionnement empiriques. Ces méthodes mettent en relation l'expérience pratique acquise de précédents projets aux conditions que l'on pourrait rencontrer dans le cadre d'un nouveau projet. Dans l'objectif de la conception d'ouvrages (stabilité de talus rocheux mais aussi tunnels etc.), le rôle des systèmes de classification est donc de combiner les informations provenant d'observations, de mesures ou encore de l'expérience de manière à fournir des estimations quantitatives sur la situation du massif et le type de soutènement adéquat. Toutefois, il est assez délicat de ne se fier qu'à cette approche, aussi détaillée soit elle.

L'utilisation des systèmes de classification ne permet qu'une première estimation de la situation et a posteriori, une vérification des résultats obtenus par une étude complète. Les systèmes de classification servent aussi très valablement de "check-list" pour la liste des caractéristiques des massifs rocheux à investiguer.

Il existe un très grand nombre de systèmes de classification, plus de 10 pour ne parler que des principaux. Ceux-ci ont en commun de classer les massifs rocheux en catégories, sur base d'un certain nombre de leurs caractéristiques géologiques et parfois de conditions géométriques.

Bien entendu, pour appliquer ces modes de classification, le massif rocheux n'est pas considéré nécessairement comme homogène à l'échelle de l'étude mais est en général divisé en un certain nombre de régions, chacune de celles-ci étant classifiée séparément. En général, les limites des régions coïncident avec une caractéristique importante du massif rocheux comme une faille ou un changement de nature de la roche. Une fois que ces régions structurelles ont été identifiées, les paramètres de la classification sont déterminés pour chaque région à partir de mesures sur le terrain.

La caractérisation du massif rocheux s'effectue habituellement à l'aide de systèmes de classification géo-mécanique. Ces derniers sont des méthodes empiriques qui utilisent différentes propriétés afin d'attribuer au massif rocheux une valeur de qualité.

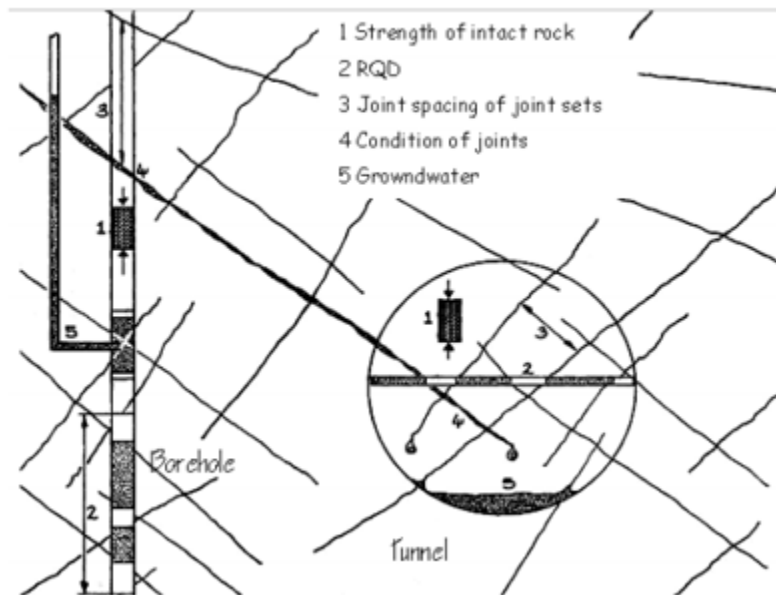
Dans une tentative de fournir des guides et des méthodologies pour déterminer les propriétés des massifs rocheux, des systèmes de classification ont été développés. Comme mentionné précédemment, trois méthodes sont utilisées et étudiées dans cette étude. Étant donné que toutes les méthodes SMR dépendent

# CHAPITRE I SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

principalement des résultats obtenus par le système RMR de base, il sera plus détaillé d'analyser d'abord les études de cas avec la valeur RMR de base.

## I.4.2. Classification de Bienawski (Rock Mass Rating, RMR)

Cette classification a été développée par Bieniawski (1973-1989) au South African Council of Scientific and Industrial Research (SACSIR). Elle est basée sur l'étude de quelques centaines de tunnels creusés principalement dans des roches sédimentaires à profondeur modérée. L'utilisation de cette classification nécessite de diviser au préalable le site en régions homogènes d'un point de vue de structures géologiques. Chaque région est classifiée séparément. Le RMR résulte de la somme de cinq notes de caractérisation (de A1 à A5) et d'une note d'ajustement). Ces paramètres sont illustrés sur la figure I.24.



**Figure. I.24.** Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR (Bieniawski, 1973).

Bieniawski a publié en 1976 les détails d'une classification des masses rocheuses intitulée Geo-mechanics Classification or the Rock Mass Rating (RMR) system. Depuis la version originale, certaines modifications ont été apportées. Désormais, plusieurs variantes de la classification de Bieniawski sont disponibles. Les versions 1976 et 1989 sont les plus couramment utilisées. Le système initial a reçu de nombreuses modifications et extensions depuis. Ce système repose sur l'attribution d'une note à 6 paramètres (d'A1 à A6).

la signification des indices du RMR, ils sont définis comme suit :

- A1 (Strength of intact rock material) : la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse est obtenue, soit par procédure d'écrasement d'un échantillon, soit par procédure de chargement ponctuel (note : de 0 à 15).

# CHAPITRE I SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

---

- A2 (Rock Quality Designation RQD, Deer [1964]) : il caractérise la qualité des carottes de sondage en calculant le rapport entre la longueur cumulée des carottes supérieures à dix centimètres et la longueur totale considérée (note : de 3 à 20).
- A3 (Spacing of discontinuities) : dans le cas de plusieurs familles de fractures le minimum des notes attribuées à l'espacement des fractures est considéré (note : de 5 à 20).
- A4 (Conditions of discontinuities) : cet indice caractérise l'extension, l'ouverture, la rugosité, le matériau de remplissage et l'altération des épontes des discontinuités (note : de 0 à 30).
- A5 (Groundwater conditions) : Il est en rapport avec les conditions hydrogéologiques et consiste à réaliser des mesures de flux d'eau ou de pressions interstitielles des joints (note : de 0 à 15).
- B (Adjustement for joint orientation) : c'est un facteur correctif qui est en rapport avec l'effet de l'azimut et du pendage des familles de discontinuités sur la stabilité de l'ouvrage (note : de -12 à 12 pour les tunnels, de -25 à 0 pour les fondations et de -60 à 0 pour les talus).

Le somme des cinq premiers indices caractérise le RMR de base. Quant aux travaux souterrains, il faut ajouter l'effet du facteur correctif (Bieniawski (1989)). Le RMR89 s'écrit alors :

$$\text{RMR}_{89} = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + B \quad (\text{I.9})$$

Les notes (A1, A2 et A5) sont établies pour l'ensemble du massif rocheux, alors que (A3, A4 et A6) sont évaluées pour chaque famille de discontinuités. A partir de ces 6 notes, 3 Indices RMR peuvent être calculés :

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

$$\text{RMR}_{\text{base}} = \text{RMR}_{\text{sec}} + A_5 \quad (\text{I.11})$$

$$\text{RMR}_{\text{modifié}} = \text{RMR}_{\text{base}} + B \quad (\text{I.12})$$

La somme de ces notes attribue une valeur comprise entre 0 et 100 au massif (Bieniawski, 1973). Cette valeur utilise à plus de 70% la fracturation et elle accorde 15% d'influence aux propriétés de la matrice rocheuse et 15% à la présence d'eau (AFTES 2003).

Ces six paramètres n'ont pas tous la même importance dans la classification générale du massif rocheux, c'est pourquoi, des indices de cotation (rating) sont attribués pour chaque plage de valeurs des paramètres.

Les tableaux I.6 et I.7 présentent les critères de classification du RMR et leurs différentes classes de masses rocheuses (Bieniawski, 1989).

# CHAPITRE I      SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

**Tableau. I.6.** Classification du RMR Bieniawski 1989

PARAMETER	INTERVALS				
	>250	250-100	100-50	50-25	<25
USC ( MPa)	>250	250-100	100-50	50-25	25-5 5-1 <1
Rating	15	12	7	4	2 1 0
RQD (%)	100-90	90-75	75-50	50-25	<25
Rating	20	17	13	8	3
Spacing of discontinuities	>2m	2-0.6m	600-200mm	200-60	<60mm
Rating	20	15	10	8	3
Condition of discontinuities	Very rough surfaces , No continuous No separation Unweathered wall	Slightly rough surfaces. Separation < 1mm Slightly weathered wall	Slightly rough surfaces. Separation < 1mm. Highly weathered wall	Slickensided surfaces OR gauge < 5 mm thick OR separation 1-5 mm	Soft gauge > 5 mm OR Separation > 5 mm Continuous
Rating	30	25	20	10	0
Groundwater in joints	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing
Rating	15	10	7	4	0

Le Rock Quality Designation (RQD) a été développé par Deere et al. (1964) afin de donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par des forages.

Le RQD est une mesure du degré de fracturation du massif. Les valeurs de RQD allant de 0 à 100 % sont calculées à partir de carottes de forages. Il s'agit du rapport entre la sommation des longueurs de segments de carottes supérieures à 10 cm et la longueur totale de la carotte.

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur des carottes } > 10 \text{ cm}}{\text{longueur total des carottes extrites}} \times 100 \quad (I.13)$$

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

$$RQD = 115 - 3,3 J_v \quad (I.14)$$

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

Si :  $J_v$  est inférieur à 4,5 on utilise  $RQD = 100$ . Dans ce cas les fractures et fissures induites par le tir ne sont pas comptabilisées.

$$D'où : \quad J_v = \sum (1/S_i) \quad (I.15)$$

Si : l'espace moyen pour les familles des discontinuités  $i$ .

# CHAPITRE I SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

En raison de la non-disponibilité des carottes au cours de la première étape du travail, la relation mentionnée ci-dessus a été utilisée dans la détermination RQD dans cette étude.

La description de l'évaluation finale de la masse rocheuse est présentée dans le tableau I.7.

**Tableau. I.7.** Classes des roches déterminées à partir d'estimation totale (Beniawski 1989)

RMR Rating	81-100	80-61	60-41	40-21	< 21
Nombre de classes	A	B	C	D	E
Description	Très bonne	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très Mauvaise

## I.4.3. Classification SMR (Slope Mass Rating)

### I.4.3.1. SMR Discontinues (Romana 1993)

Une nouvelle classification paraît nécessaire pour des massifs rocheux disloqués SMR est un système de classification élaboré par Romana (1985, 1993) comme une extension de (1979, 1989). Il a développé une approche factorielle à l'ajustement de note pour le paramètre d'orientation de discontinuité dans le système RMR, basé sur des données de terrain.

Le SMR (Slope Mass Rating) (Romana, 1985 ; Romana, 1993) est davantage orienté vers la stabilité des talus rocheux.

Le système SMR est obtenu à partir du RMR lui ajoutant un produit de facteurs d'ajustement dépendant de la relation joints – talus et en lui additionnant un facteur dépendant de la méthode d'excavation :

$$SMR = RMR + (F1. F2. F3) + F4 \quad (I.16)$$

La valeur du RMR est la valeur "de base"(Bieniawski, 1989), sans l'ajustement dû à l'orientation des discontinuités.

L'ajustement pour les joints est composé des trois facteurs F1, F2 et F3.

F1 dépend du parallélisme entre les directions des joints ( $\alpha_j$ ) (ou la direction de pendage de la ligne d'intersection de deux plans ( $\alpha_i$ )) et la direction des talus ( $\alpha_s$ ). Ce facteur peut varier de 1 (quand les deux sont presque parallèles) à 0,15 (quand l'angle entre les deux est plus grand que  $30^\circ$  et que la probabilité de rupture est très faible) (voir tableau I.8). Il a été établi empiriquement :

$$F1 = (1 - \sin A)^2 \quad (I.17)$$

Où : A est l'angle entre les directions des joints et du talus (Romana, 1993).

# CHAPITRE I SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

---

F2 dépend du pendage des joints ( $\beta_j$ ) pour le mode de rupture plan ou à le pendage de la ligne d'intersection de deux plans ( $\beta_i$ ) dans le mode de rupture en coin. Les valeurs varient de 1 (pour les joints de plus de  $45^\circ$  de pendage) à 0,15 (pour les joints de moins de  $20^\circ$  de pendage). Dans le cas du basculement, le facteur reste égal à 1. Il a également été établi empiriquement :

$$F2 = \text{tg}^2\beta_j \quad (\text{I.118})$$

Où :  $\beta_j$  est le pendage des joints.

F3 est lié à la relation entre l'angle de pendage du talus ( $\beta_s$ ) et le pendage des joints ( $\beta_j$ ) ou le pendage de la ligne d'intersection de deux plans ( $\beta_i$ ). Pour ce paramètre, il y a également lieu de faire la différence entre une rupture plane et en coin.

Il varie de 0 (très favorable) lorsque  $\beta_j - \beta_s$  ou  $\beta_i - \beta_s$  est supérieur à  $10^\circ$ , à -60 (très défavorable) lorsque  $\beta_j - \beta_s$  ou  $\beta_i - \beta_s$  est inférieur à  $-10^\circ$  (Bieniawski 1976), les chiffres ont été gardé (tous sont négatifs). Les valeurs d'ajustement de Bieniawski ont été conservées.

Le facteur d'ajustement F4 prend en compte la méthode d'excavation (Tableau I.9). Il est fixé empiriquement sur les bases suivantes :

- les talus naturels sont plus stables à cause de l'érosion à long terme et des protections naturelles telles la végétation.
- la roche prédécoupée augmente également la stabilité.
- l'abattage à l'explosif augmente, ne change pas ou diminue la stabilité du talus selon qu'il est léger, normal ou déficient (trop d'explosifs par exemple).
- l'excavation mécanique par arrachage dans les roches très fracturée n'augmente, ni ne diminue la stabilité du talus. Les valeurs des paramètres figurent dans le tableau en annexe.

Les modes de rupture de type planaire et basculement sont pris en compte dans le système SMR. Anbalaganet al. (1992) ont ajouté la rupture en coin (dièdre) à la classification de Romana. Les modes de rupture de type dièdre et planaire seront traités séparément, où l'inclinaison et la direction de la ligne d'intersection de deux plans sont prises en compte pour l'analyse de rupture en dièdre (coin). Ce SMR modifié par (Anbalagan et al., 1992) est utilisé dans le présent document, ainsi que trois types de ruptures structurellement contrôlées, à savoir planaire, dièdre et basculement. Celles-ci sont identifiées dans le tableau I.8 en tant que «P» pour planaire, «W» pour coin (dièdre) et «T» pour basculement.

Une valeur de SMR est calculée pour chaque système de discontinuités et finalement la plus petite valeur est retenue pour quantifier la globalité du talus (tableau I.10).

# CHAPITRE I SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

**Tableau. I.8.** Les valeurs nominales d'ajustement F1, F2, F3 pour les joints et l'excavation du talus (d'après Romana, 1993).

Case of slope failure			Very favourable	favourable	Faire	unfavourable	Very unfavourable
<b>P</b>	<b>A</b>	$ \alpha_j - \alpha_s $	$>30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$<5^\circ$
		$ \alpha_j - \alpha_s - 180 $					
		$ \alpha_i - \alpha_s $					
<b>P/T/W</b>	<b>F<sub>1</sub></b>		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
<b>P</b>	<b>B</b>	$ \beta_j $	$<20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$>45^\circ$
<b>W</b>		$ \beta_i $					
<b>P/W</b>	<b>F<sub>2</sub></b>		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
<b>T</b>	<b>F<sub>2</sub></b>		1.00				
<b>P</b>	<b>C</b>	$\beta_j - \beta_s$	$>10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	$0^\circ$	$0 \text{ to } -10^\circ$	$< -10^\circ$
<b>W</b>		$\beta_i - \beta_s$					
<b>T</b>		$\beta_j + \beta_s$	$<110^\circ$	$110 - 120^\circ$	$>120^\circ$	-	-
<b>P/T/W</b>	<b>F<sub>3</sub></b>		0	-6	-25	-50	-60
<b>P : Planar failure ; T : Toppling failure ; W :Wedge failure ; <math>\alpha_s</math> : Slope dip direction ; <math>\alpha_j</math> or <math>\alpha_i</math> : discontinuity dip direction ; <math>\beta_s</math> : Slope dip ; <math>\beta_j</math> : discontinuity dip.</b>							

**Tableau. I.9.** Facteur d'ajustement F4 pour la méthode d'excavation (Romana, 1993).

Method of excavation	F4 value
Natural slope	+15
Pre-splitting	+10
Smooth blasting	+8
Normal blasting or mechanical excavation	0
Deficient blasting	-8

**Tableau. I.10.** Les classes SMR définies par Romana (1985, 1993).

Class	I	II	III	IV	V
SMR	81-100	61-80	41-60	21-40	0-20
Description	Very good	Good	Normal	Bad	Very bad
Stability	Completely stable	Stable	Partially stable	Unstable	Completely unstable
Failures	None failure	Some blocks	Planar along Some joints or many	Planner or big wedges	Big planner or soil like or

# CHAPITRE I      SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

		failure	wedges failure	failure	circular failure
Probability of failure	0	0.2	0.4	0.6	0.9
Support	None	Occasional	Systematic	Importance/ Corrective	Re-excavation

### I.4.3.2. SMR CONTINU (Tomás et al 2007)

L'indice SMR a été adapté à la rupture en coin (Anbalagan et autres 1992) et modifié au moyen de fonctions continues (Tomás et autres 2004, 2006, 2007) pour éviter des interprétations subjectives au moyen d'assigner une valeur unique de SMR pour chaque talus et discrimination parmi les talus qui ont le même indice discret de SMR.

Dans ce système Tomás et al. (2007), des fonctions continues ont été proposées pour remplacer le système de classification forfaitaire adopté dans le système de Romana (1985). Les fonctions continues F1, F2 et F3 proposées sont exprimées suit.

$$F_1 = \frac{16}{25} - \frac{3}{500} \operatorname{atan} \left[ \frac{1}{10} (|A| - 17) \right] \quad (\text{I.19})$$

Où :  $A = |\alpha_j - \alpha_s|$  est le rapport entre les discontinuités et la direction du pendage du talus pour les ruptures planaires et de basculement  $|\alpha_j - \alpha_s - 180|$ . Pour la rupture de coin ( $A = |\alpha_i - \alpha_s|$ ), il est fait référence à l'angle formé entre la direction de pendage de la ligne d'intersection des discontinuités ( $\alpha_i$ ) et la direction de pendage du talus ( $\alpha_s$ ), (Sing & Göel 1999). Cette fonction est valide pour tous les valeurs possibles d'A.

Les mêmes auteurs ont établi la fonction continue suivante pour le calcul F2 :

$$F_2 = \frac{9}{16} + \frac{1}{195} \operatorname{atan} \left( \frac{17}{100} B - 5 \right) \quad (\text{I.20})$$

Où : B correspond au pendage de discontinuité ( $\beta_j$ ) en degrés, pour la rupture planaire et le basculement et à le pendage ( $\beta_i$ ) de la ligne d'intersection pour la rupture de coin (Sing & Göel 1999).

Tomás et al. (2007) ont également proposé des fonctions continues pour le calcul de paramètre F3:

$$F_3 = -30 + \frac{1}{3} \operatorname{atan} C \quad (\text{I.21})$$

$$F_3 = -13 - \frac{1}{7} \operatorname{atan} (C - 120) \quad (\text{I.22})$$

La fonction (I.19) est utilisée pour les talus avec une rupture plane ou en coin et l'expression (I.20) est utilisée pour les cas de rupture de basculement. C la relation variable des pendages express et est équivalente à  $\beta_j - \beta_s$  pour la rupture planaire,  $\beta_i - \beta_s$  pour la rupture du coin et  $\beta_j + \beta_s$  pour la rupture de basculement.

# CHAPITRE I SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

---

Notez que l'utilisation des fonctions d'arc-tangentes a l'avantage d'être asymptotique aux valeurs de score extrêmes et par conséquent pour les valeurs supérieures à celle correspondant aux propriétés proches des frontières extrêmes, elles ne provoquent pas d'écarts importants par rapport aux valeurs discrètes. Ces fonctions montrent le maximum absolu et moyen différences avec les fonctions discrètes originales de Romana respectivement inférieur à 7 et 0 points (Tomás et al. 2007). Seulement le paramètre F4 préserve son caractère subjectif et descriptif personnage.

A partir du SMR, il est alors possible d'estimer la stabilité du talus et de préconiser les méthodes de confortement (ancrages, boulons, béton projeté, ...) les plus adaptées (voir annexe).

Une visualisation graphique en quatre dimensions de Système continu d'évaluation de la stabilité du talus (SMR) a été présentée afin de visualiser influence des principaux paramètres contrôlant SMR (c.-à-d. RMRb, A,  $\beta_j$  et  $\beta_s$ ).

Cette visualisation nous a aidé à mieux comprendre cela classification de masse rocheuse et d'établir plusieurs importants conclusions. Ceux-ci sont (Tomás, R., Delgado J. & Serón, J.B. 2007):

- Pour des pentes affectées par des ruptures planaires ou en coin avec  $\beta_s$  inférieur à  $\beta_j$ , le SMR peut être calculé uniquement en corrigeant RMR de base par la méthode d'excavation, F4 ( $SMR \approx RMRb + F4$ ).
- Pour les talus affectées par des ruptures de basculement avec la discontinuité et parallélisme de la direction du talus (A) supérieur à  $45^\circ$ , les pendages inférieurs à  $30^\circ$  SMR ou discontinuité et parallélisme de la direction du talus (A) inférieur à  $45^\circ$  et la relation  $\beta_j + \beta_s$  inférieure à  $120^\circ$  SMR peut être calculé uniquement correction de RMR de base par la méthode d'excavation, F4 ( $SMR \approx RMRb + F4$ ).

Ces fonctions sont très utiles à mettre en œuvre dans les routines informatiques pour le calcul SMR (par exemple Riquelme et al., 2014a) et sur l'information géographique Systèmes, SIG (par exemple Filipello et al., 2015). Roghanchi et al. (2013) a proposé de nouvelles courbes continues basées sur l'expression floue de F1, F2 et F3, également pour le calcul SMR.

Riquelme et al. (2014a) ont publié, en format ouvert, une calculatrice programmée dans MS Excel pour calculer les coefficients F1, F2 et F3 à partir des vecteurs de pendage du talus (azimut et pendage) et la discontinuité (ou la ligne d'intersection des plans dans le cas d'une rupture de coin) appelée SMRTool. Cette routine calcule automatiquement les angles auxiliaires A, B et C (voir le Tableau I.11) ainsi que le type de rupture (coin, planaire ou basculement) compatible avec la géométrie de l'étude de cas et fournit les valeurs original de SMR (Romana, 1985) et continue de (Tomás et al., 2007), y compris la description de la classe, la stabilité et les modes de rupture et le système de soutien recommandé par Romana (1993)(table I.10).

# CHAPITRE I      SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

---

**Tableau. I.11.** Les fonctions continues F1, F2 et F3 proposées par Tomás et al 2007.

Failure	Equation
Planar / Wedge / Toppling	$F_1 = \frac{16}{25} - \frac{3}{500} \operatorname{atan}\left(\frac{1}{10}( A  - 17)\right)$
Planar / Wedge $F_2 = 1$ ( Toppling)	$F_2 = \frac{9}{16} + \frac{1}{195} \operatorname{atan}\left(\frac{17}{100} B - 5\right)$
Planar / Wedge	$F_3 = -30 + \frac{1}{3} \operatorname{atan} C$
Toppling	$F_3 = -13 - \frac{1}{7} \operatorname{atan}(C - 120)$
<b>Remarque: arctang en degrés, les angles A, B et C en degrés.</b>	

## I.4.4. Chinese Slope Mass Rating (CSMR)

La notation CSMR a été proposée par Chen (1995), où deux coefficients ont été ajoutés au système de Romana (SMR). Ce sont le facteur de la hauteur de talus ( $\zeta$ ) et le facteur de discontinuité ( $\lambda$ ), comme indiqué dans l'équation suivante (Chen, 1995):

$$\text{CSMR} = \zeta \text{RMR} + \lambda F_1 F_2 F_3 + F_4 \quad (\text{I.23})$$

Où  $\zeta$  est un paramètre non-dimensionnel représentant l'effet de la hauteur du talus, et est donnée par :

$$\zeta = 0.57 + 0.43 \times 80/H \quad (\text{I.24})$$

Où H est la hauteur de la pente en mètres.  $\lambda$  est un paramètre qui prend en compte l'effet du type de discontinuité, et est défini comme suit :

- (1)  $\lambda = 1$  pour les failles de longues couches faibles remplies d'argile ;
- (2)  $\lambda = 0.8$  à  $0.9$  pour les plans de stratification de joints à grande échelle;
- (3)  $\lambda = 0.7$  pour les joints de plans de stratification étroitement imbriqués.

En ce qui concerne la hauteur de la pente, Eq. (I.23) est applicable à la hauteur du talus ( $H > 80$  m). Pour une hauteur de talus ( $H \leq 80$  m), le paramètre est égal à 1.

## I.5. Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre, la revue de littérature sur la caractérisation des massifs rocheux, la description structurale du massif rocheux discontinu dont les discontinuités jouent souvent un rôle plus important que les propriétés de la roche étudiées au laboratoire, plus encore la description est donc essentiellement structurale, elle porte sur les modes d'assemblage des blocs séparés par les discontinuités incluant tous les fissures, fractures, joints, diaclases, failles. En première analyse descriptive et structurale du massif rocheux, une discontinuité est assimilée à un plan dont on va définir l'orientation et d'autres caractères utiles tel l'étendue, l'ouverture et le remplissage éventuel, ainsi que la morphologie de surface, la plupart des discontinuités peuvent être regroupées en familles qui morphologiques communs, outre l'orientation, la fréquence, l'espacement, bloc unitaire à 3D, dont la méthode la plus couramment utilisé pour la présentation des familles de fractures est la projection stéréographique pour donner les principaux types de structures de massif rocheux.

La modélisation d'un massif rocheux fracturé fait appel à une base de données contenant les valeurs de tous les paramètres utiles pour la résolution du problème étudié, les logiciels 3d spécialisés exploitent cette base de données pour donner une représentation visuelle du massif dans l'espace.

Nous avons présentés les méthodes de reconnaissance et d'auscultation des massifs rocheux, la mise en œuvre des reconnaissances permettent au fur et à mesure l'établissement d'un modèle géologique du massif rocheux par emploi des méthodes géologiques directes et des méthodes géophysiques indirectes appliquées en surface et en forages.

L'objectif de l'auscultation permet de définir la nature des grandeurs à mesurer, la localisation des points ou bases de mesure, par des méthodes de mesure directes et indirectes. L'un des objectifs de reconnaissances et auscultation est la classification des massifs rocheux, est de repérer les variations de qualité du massif rocheux, parmi ces classifications les plus importantes en domaine de mécanique des roches, le RQD, RMR et SMR.

Nous présenterons aussi, analyse structurale et projection stéréographique des éléments structuraux, dont le plus intéressant objectif dans notre étude, la description géométrique des objets tectonique. Dans ce chapitre une méthodologie et une discussion d'analyse structurale sur les divers principes, domaines d'application, mesure et notation des éléments structuraux linéaire a été faite.

Au stade de la récolte des informations nécessaires, l'analyse structurale doit s'appliquer à enregistrer un certains paramètres caractéristiques des structures analysées tel que ; l'orientation, espacement, extension, ouverture et remplissage, densité, surface spécifique, les familles de fractures par des méthodes de levé sur le terrain.

La méthode la plus couramment utiliser pour la représentation des familles de fractures est la projection stéréographique de Lambert Schmidt dans le but

# CHAPITRE I SYSTEMES DE CARACTERISATION DES MASSIF ROCHEUX

---

d'identifier les positions d'orientation des principales familles d'un réseau de fracturation, La projection stéréographique est un mode de représentation et de construction géométrique abstrait qui n'analyse que les rapports d'orientations des éléments tectoniques dans l'espace, indépendamment de leur position géographiques.

Dans ce chapitre, nous avons présenté plusieurs méthodes de classification empiriques des massifs rocheux. Nous retenons quelques remarques essentielles :

L'utilité d'emploi des systèmes de classification est variable d'un problème à l'autre selon l'échelle de problème, les systèmes de classification empiriques (*RMR*, *SMR*, *CSMR*...) sont fréquemment utilisés dans le calcul des ouvrages miniers. Toutefois, leur emploi n'est pas suffisant pour la détermination ou le dimensionnement des soutènements et l'évaluation de la déformabilité et la stabilité des ouvrages. Le recours à ce type de classification doit être limité à la phase préliminaire de l'avant-projet (conception, étude de faisabilité...).

Dans un projet d'ingénierie typique, les échantillons examinés en laboratoire représentent seulement une fraction très petite du volume du massif rocheux.

L'inhomogénéité, l'anisotropie de la matrice rocheuse et l'effet d'échelle sont parmi les facteurs les plus importants affectant les propriétés d'un massif rocheux. A ce problème s'ajoute la présence des discontinuités avec des caractéristiques géométriques et mécaniques plus ou moins complexes et incertaines.

L'application directe des valeurs de (*RMR*) sert à estimer les paramètres mécaniques du massif rocheux. Le système *GSI* a été présenté par Hoek en 1994. Cet index a été par la suite modifié et étendu au fur et à mesure de son application sur des problèmes réels de mécanique des roches. Ce système est le seul système de classification des massifs rocheux directement relié à des paramètres mécaniques comme les paramètres de résistance de Mohr-Coulomb, Hoek-Brown ou le module du massif rocheux (Cai et al. 2004). Il faut noter, toutefois, le caractère empirique de ces classifications, ce qui a amené d'autres auteurs à proposer de déterminer les propriétés continues équivalentes des massifs rocheux fracturés par des méthodes d'homogénéisation numériques (Pouya et Ghoreychi, 2001 ; Chalhoub, 2006).

**CHAPITE II. INSTABILITÉ DES MASSIFS ROCHEUX****II.1. Généralité**

L'industrie extractive est considérée comme un secteur fondamental dans la croissance économique de l'Algérie. L'activité d'exploitation peut entraîner divers types d'instabilités dans les mines à ciel ouvert, en particulier lorsque leurs schémas de développement ne dépendent pas de processus scientifiques (Gadri et al., 2015, Hadji et al., 2016). Il faut accepter au départ que les massifs rocheux possèdent une structure géologique.

Les éléments de cette structure portent des noms géologiques comme joints, diaclases, cisaillements, contacts intrusifs, stratifications, discordance, c'est donc dire, que les amas de roche qui constituent les massifs rocheux comportent des discontinuités géologique d'orientations diverses qui se rencontrent et qui y découpent, plus ou moins complètement, des blocs polyédrique. Ces discontinuités sont habituellement considérées comme étant planaires, d'où l'expression plans structuraux fréquemment utilisée pour y référer.

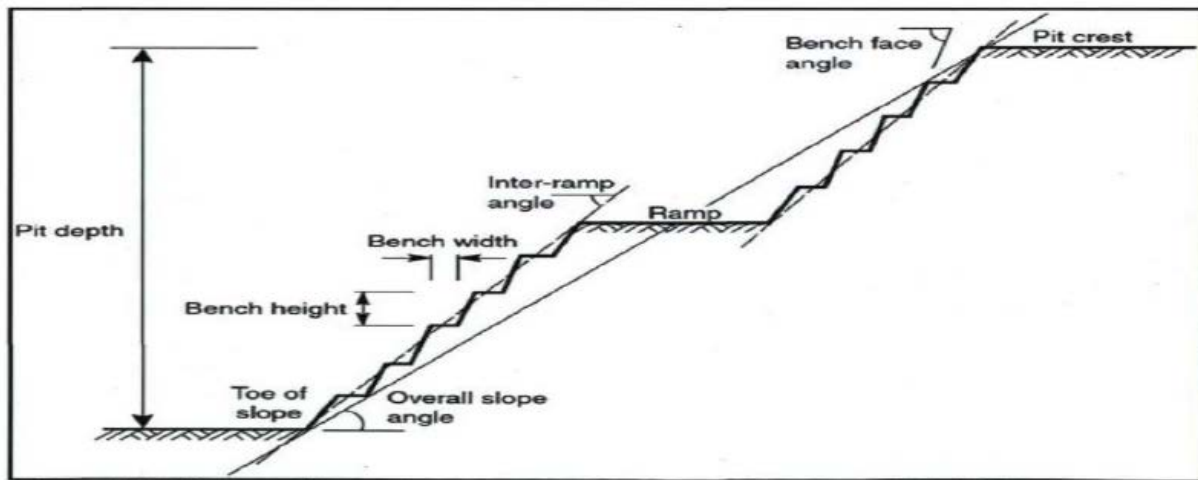
Ces surfaces de discontinuités pouvant contenir ou non, des matériaux de faibles caractéristiques mécaniques. Le comportement de ces masses rocheuses dépend donc du comportement des éléments intacts, de leur possibilité cinématiques de mouvement, et des paramètres géométriques et mécaniques du système de fracturation.

Les paramètres d'orientation de ces discontinuités dans l'espace peuvent être établis de façon déterministes ou de façon probabiliste, selon leur nature. La plus part des ruptures des massifs rocheux fissurées se produisent par glissement le long des discontinuités existants.

**II.2. Les types d'instabilité dans les massifs rocheux fracturés**

L'instabilité est définie dans le présent document comme étant l'ensemble des phénomènes qui font que la géométrie des excavations change au moment de leur réalisation ou subséquemment. Dans les cas des excavations non soutenues, deux mécanismes fondamentaux d'instabilité sont reconnus (Hoek et Brown, 1980). Le premier mécanisme mène aux instabilités dites structurales et le deuxième, aux instabilités dites par excès de contraintes. Il y a aussi des instabilités qui résultent, d'après plusieurs auteurs, d'une combinaison des deux mécanismes.

Les trois principales composantes d'une pente à ciel ouvert sont les suivantes (figure II.1).



**Figure. II.1.** Composantes d'une pente à ciel ouvert (Wyllie et Mah 2004)

Tout d'abord, l'angle de pente de la crête inclut toutes les rampes et bancs. Il peut s'agir d'une pente composite avec une pente plus plate dans les matériaux de surface plus faibles, et une pente plus raide dans la roche plus compétente en profondeur. En outre, l'angle de pente peut varier autour de la mine pour s'adapter à la géologie différente et la disposition de la rampe.

Deuxièmement, l'angle inter-rampe est la pente, ou pentes qui se trouve entre chaque rampe qui dépendra du nombre de rampes et leurs largeurs. Troisièmement, l'angle de face des bancs individuels dépend de l'espacement vertical entre les bancs ou des bancs multiples combinés, et la largeur des bancs requis pour contenir des chutes de roche mineures.

Au niveau du banc, la stabilité est principalement contrôlée par les structures géologiques locales, tandis que la stabilité de la pente inter-rampe est contrôlée à la fois par les structures géologiques locales et régionales, telles que les failles. La stabilité de la pente globale, quant à elle, est davantage influencée par les propriétés du massif rocheux ainsi que par les structures géologiques régionales. Au niveau du banc et de l'inter-rampe, le potentiel d'instabilité structurale doit donc être évalué selon différents modes de rupture de base.

Une rupture structurale survient sur une ou des surfaces de rupture définies par les discontinuités préexistantes dans le massif rocheux. Habituellement les différents modes de ruptures structurales qui sont considérées dans l'analyse de la stabilité des talus, on parle de mode de rupture planaire (figure II.2.c), le mode de rupture de dièdre (figure II.2.e) et le mode de rupture par basculement (figure II.2.f). Au niveau de la pente globale, la surface de rupture peut se développer dans le massif rocheux, selon une structure géologique majeure ou selon une combinaison des deux. La surface de rupture tend à être curvilinéaire et le mode de rupture peut se simplifier à la rupture circulaire (figure II.2.a).

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages de génie minier et génie civil. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme. Selon la forme de la surface de rupture, le nombre de familles de discontinuités et leurs

orientations par rapport à la surface libre de la paroi rocheuse, les glissements peuvent se présenter sous forme circulaire, plans, de coin (dièdre) et Toppling (Goodman 2000).

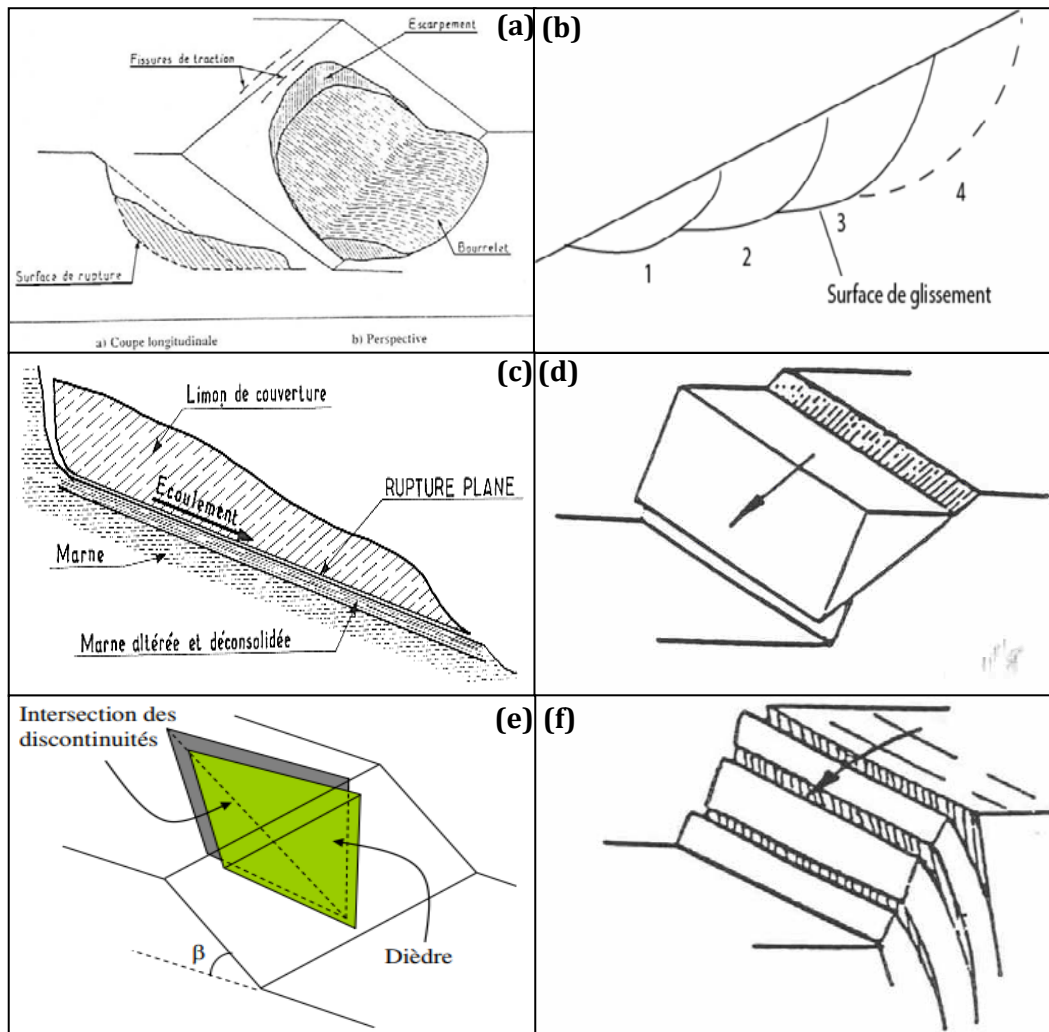


Figure. II.2. Différents types de glissements.

**A. Glissement circulaire**

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. En générale la surface de glissement plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement.

On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé) (Goodman 2000, LCPC, 2004)(Figure .II.2. ab)

➤ **Glissement circulaire simple** : La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire. Il est caractérisé par des ravinelements et des arrachements importants des masses rocheuses. Dans un tel glissement on distingue (Figure .II.2a):

- ✓ des fissures de traction et un escarpement au sommet correspondant au départ de la surface de glissement ;
- ✓ un bourrelet formé par des matières glissées à la base.

- **Glissement circulaire complexe** : Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont. Il est formé de plusieurs petits décrochements et de ravinements (Figure .II.2b).

### **B. Glissement plans**

Il se produit suivant un plan au niveau d'une surface de discontinuité géologique (zone entre deux matériaux de nature différente, failles, joints de stratification, ...etc.). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques mécaniques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon » (Goodman 2000, LCPC, 2004) (Figure .II.2cd).

### **C. Glissement de coin (dièdre)**

Étant formé par deux plans de discontinuités dont l'orientation permet le glissement du bloc vers la surface libre (Merrien-Soukatchoff (2010) (Figure .II.2e).

### **D. Toppling**

C'est un glissement bien marqué des bancs rocheux provoquant une sorte de fauchage de tête de bancs. Il ne se produit que dans des conditions spécifiques de pendage des bancs (ils doivent être assez redressés), de pente du talus rocheux (assez raide) et d'orientation relative (la stratification et le talus doivent avoir des directions voisines). Il se produit par décollement des plaques et leur basculement (Goodman 2000, LCPC, 2004), (Figure .II.2f).

## **II.3. Les instabilités structurales**

Les instabilités structurales sont des instabilités induites uniquement par les discontinuités géologiques (structurally induced failure). Ce sont des chutes, précédées ou non de glissements, de basculements et de rotations de polyèdres de roche (ou d'ensembles de polyèdres de roche) complètement découpés par les plans structuraux. Ces instabilités se produisent sous l'influence de leur poids propre seul ou parfois aussi de forces désinstabilisatrices comme les pressions hydrauliques, les forces hydrostatiques, les forces qui résultent des secousses sismiques ou les forces découlant de l'activité de l'homme.

Règles générales, ces instabilités se produisent dans les massifs rocheux sous faibles contraintes montrant une structure géologique bien développée. C'est souvent ce qui caractérise les excavations souterraines à faible profondeur comme les tunnels et les chambres souterraines dans les travaux publics et les piliers de surface des mines.

C'est presque toujours le cas des parois des excavations à découvert. Notons qu'avec ces dernières, les instabilités impliquant un glissement sur des plans structuraux sont parfois appelées instabilités de talus par translation.

Lorsque de tels massifs montrent une structure géologique exceptionnellement développée, les polyèdres de roches qui y sont découpés sont de petites dimensions relativement aux dimensions du talus ou du souterrain.

## **II.4. Les instabilités par excès de contraintes**

Les instabilités par excès de contraintes résultent du dépassement de résistance de la roche du massif par les contraintes au pourtour de l'excavation (stress induced failure), l'influence des discontinuités géologiques étant négligeable.

Ces instabilités se produisent dans les massifs rocheux sous grandes contraintes dans lesquels la structure géologique est peu développée (c'est-à-dire que les discontinuités géologiques sont peu nombreuses ou que leur espacement est d'un ordre de grandeur égale ou supérieur aux dimensions de l'excavation). Elles sont caractéristiques des souterrains profonds, situations fréquentes en exploitation des mines. Exceptionnellement, elles peuvent se présenter dans les souterrains peu profonds percés dans des massifs rocheux de résistance relativement faible.

### **II.5. Les instabilités mixtes**

Les instabilités mixtes résultent d'une combinaison des deux mécanismes déjà décrits. Les cas présentés aux paragraphes qui suivent sont les exemples les plus souvent observés. Ainsi, dans certaines situations particulières, les plans structuraux peuvent favoriser le décollement et le flambage de couches de roche qui engendrent des ruptures en tension complétant le découpage de polyèdres de roche qui, subséquemment, glissent et chutent ou basculent dans l'excavation.

Les talus de grande hauteur découpés dans des massifs rocheux possédant une structure géologique très développée, comme il s'en trouve dans certaines mines à ciel ouvert, montrent des instabilités par rotation, puisque la masse instable tourne plus ou moins autour d'un centre situé au-dessus du talus. Le processus de ces instabilités implique d'abord un dés-enchevêtrement de la masse qui résulte de glissements le long des plans structuraux, glissement engendrés, entre autres, par les vibrations, les séismes, le gel de l'eau dans les discontinuités,... Ces glissements le long des plans structuraux favorisent un dépassement subséquent de résistance de la roche en réduisant les aires de contact entre les polyèdres de roche, entraînant ainsi l'instabilité.

### **II.6. La prévision des instabilités structurales à l'aide de la projection stéréographique**

#### **II.6.1. Généralité**

La prévision des instabilités structurales à l'aide de la projection stéréographique remonte à plusieurs décennies. Ce n'est toutefois qu'avec la parution du livre de Hoek et Bray (1974). Ainsi que de ceux de Goodman (1976) et de Hoek et Brown (1980), que l'utilisation de cette technique s'est propagée. Notons qu'au Canada, l'apparition du Pit Slope Manual (Major et al. 1977) a aussi aidé à accroître la popularité de cette approche.

#### **II.6.2. Définition de la prévision**

Actuellement, le problème de la prévision des différents processus devient de plus en plus important, et dans l'histoire naturelle (et la géologie en particulier) et dans l'histoire de la société, il y a, par conséquent un certain nombre de classifications des types de prévisions et des méthodes utilisées pour la prévision. Nous voulons préciser quelques termes tels que nous les comprenons dans le cadre de notre travail.

La prévision c'est une supposition pour un événement de l'avenir à laquelle est associée un degré de certitude déterminé par une analyse probabiliste Emelianova (1972). La prévision géotechnique (pour les besoins de l'exploitation des gisements) est un système de

spécifications qualitatives et quantitatives préalables (dans le temps et dans l'espace) de la composition, de l'état et des propriétés géotechniques du massif rocheux, ainsi que des processus géologiques et géotechniques qui peuvent influencer l'efficacité et la sécurité des exploitations minières.

### II.6.3. Période de la prévision

Une question très importante de la prévision est l'aspect du temps prévisible. Le temps et les notions temporelles de « *court terme* » ou de « *long terme* » ne sont pas les mêmes pour différentes applications. Par exemple, en météorologie la notion de court terme concerne les heures à suivre, et le long terme une période de quelques semaines à quelques mois, tandis qu'en démographie, le court terme c'est déjà de 1 à 10 ans et la notion de long terme peut atteindre quelques dizaines d'années, voire des siècles.

Le temps de prévision pour des processus géotechniques tels que les déformations des talus et des versants peut concerner une durée de centaines d'années à l'échelle d'un processus géologique exogène, de dizaines d'années pour la vie d'une entreprise minière ou autre site géotechnique et de quelques heures quand il existe un danger immédiat de déclenchement de déformations catastrophiques.

Pour définir la notion du temps de prévision pour des glissements de terrains sur un objet géotechnique on peut utiliser la classification suivante :

- prévision à long terme : dizaines et centaines d'années (le temps d'exploitation et d'existence des objets géotechniques) ;
- prévision à moyen terme : quelques années (le temps de construction d'un objet géotechnique, ou autrement le temps suffisant pour la réalisation d'un système anti glissement);
- prévision pour un an ou pour une fraction d'année (c'est uniquement le temps prévisible par certaines méthodes de prévision)
- prévision à court terme : de quelques mois à quelques jours (le temps suffisant pour prévoir les mesures de sécurité sur un objet en exploitation ou en construction)
- prévision d'urgence ou une alerte : de quelques heures à quelques minutes (le temps d'évacuation en urgence du matériel et du personnel)

### II.6.4. Les excavations à découvert

Les travaux de John (1968) sur l'analyse de stabilité des tétraèdres de roche découpés à la face des talus rocheux par stéréographie et la critique faite subséquemment par Panet (1969) de ces travaux ont été parmi les premiers articles d'importance publiés sur le sujet. La méthodologie a toutefois été lancée par Hoek et Bray (1974). On y réfère encore abondamment de nos jours même si l'ouvrage comporte certaines erreurs qui n'ont pas toutes été corrigées d'une révision à l'autre de l'ouvrage. Goodman (1976), Hocking (1976) et Cruden (1978) ont par la suite établi plus clairement certaines des relations angulaires qui doivent exister entre les éléments géométriques du problème pour pouvoir prédire le mode d'instabilité potentielle des tétraèdres découpés à la face des talus.

### **II.6.5. Les excavations souterraines**

Hoek et Brown (1980) est un des premiers ouvrages à traiter de l'utilisation de la stéréographie pour faire l'analyse de la stabilité de tétraèdres de roche découpés par les discontinuités géologiques au pourtour des excavations souterraines. Toutefois, cet ouvrage se limite à des cas simples de toits horizontaux et de parements verticaux.

### **II.7. Les autres méthodes de prévision des instabilités structurales**

Les paragraphes qui suivent présentent uniquement les grandes lignes d'une revue bibliographique portant sur les méthodes de prévision des instabilités structurales autres que celle qui fait l'objet du présent document. Une telle revue n'est présentée que pour fixer les idées.

#### **II.7.1. Les méthodes à formulation mathématique complète**

Les ingénieurs ont développé plusieurs méthodes qui prennent en ligne de compte, de diverses façons, la présence des discontinuités géologiques dans les massifs rocheux. Certaines d'entre eux ont adopté les méthodes de calcul numériques conventionnels (élément finis et/ou éléments frontières) auxquelles ils ont ajouté des éléments spéciaux pour représenter les discontinuités ; ces éléments spéciaux lient deux à deux les éléments solides adjacents (voir, par exemple, Goodman et al. 1968 ; Crotty et Wardle, 1985). D'autres ont développé de nouvelles méthodes simulant des milieux discontinus en considérant qu'un massif rocheux est un assemblage de blocs solides discrets qui interagissent mécaniquement ; ce sont les interfaces des blocs qui représentent les discontinuités (voir, par exemple, Cundall, 1971 ; Burman 1974). Tous les modèles qui font partie des deux groupes précédents présentent une formulation mathématique complète en ce sens qu'elles satisfont simultanément les conditions d'équilibre, les conditions de compatibilité et la loi de comportement (Papantonopoulos, 1979). Les contraintes et les déformations ou les déplacements sont alors connus en tous les points des modèles.

#### **II.7.2. Les méthodes à formulation mathématique incomplète**

D'autre part, plusieurs méthodes de calcul permettant l'élaboration de critères de stabilité du type facteur de sécurité locale ont été développées à partir de la notion de calcul à la rupture énoncée il y a déjà longtemps par Coulomb (1773) ; parmi ces méthodes, il y a celles de l'équilibre limite fort populaires en mécanique des roches (voir par exemple, Ladanyi et Hoyaux, 1969 ; Bray et Brown, 1976 ; Hoek et Brown, 1980 ; Hoek et Bray, 1974 ; Warburton, 1981 ; Brady et Brown, 1985 ; Goodman et Shi, 1985 ; Brown, 1987).

Ces méthodes d'analyse de stabilité tiennent compte des équations d'équilibre et des critères de rupture, mais négligent les relations contrainte – déformations. Elles mènent donc à des modèles qui ne fournissent pas les déformations ou les déplacements et qui sont mathématiquement indéterminés ; elles avec la plupart de ces méthodes, on contourne généralement l'indétermination mathématique en postulant des hypothèses simplificatrices supplémentaires, non vérifiées, dont on ne connaît pas toujours l'influence sur les solutions obtenues. Toutefois, ces méthodes ont l'avantage d'être simples et de statuer directement sur la stabilité de l'ouvrage ; c'est sans doute la raison pour laquelle elles sont populaires.

Les auteurs du présent document recommandent l'approche vectorielle proposée par Bray et Brown (1976) aux lecteurs désireux d'utiliser une de ces méthodes pour l'analyse de

stabilité de tétraèdres de roches découpés à proximité des talus même si le modèle proposé n'est valable que pour les cas avec lesquels le plan du socle rocheux est horizontal. Quant aux tétraèdres de roche découpés à proximité des parois des excavations souterraines, l'approche vectorielle de Warburton (1981) est recommandée. Des versions informatisées de ces approches vectorielles pour les talus (Leung et Kheok, 1987) et les excavations souterraines (Leung, 1990) sont aussi disponibles dans la littérature.

### **II.7.3. Les méthodes faisant intervenir la programmation mathématique**

Les développements subséquents en relation avec les méthodes d'analyse à la rupture sont dus, entre autres, à Papantonopoulos et Ladanyi (1973), Livesly (1989), Papantonopoulos (1979), Gussman (1982) et Bardet et Kapuskar (1989). Ces auteurs évitent d'énoncer des hypothèses supplémentaires et considèrent l'indétermination mathématique comme faisant partie du problème ; ils utilisent des techniques de programmation mathématique pour trouver une solution optimale à partir des équations disponibles. De plus, depuis que Salençon (1978) a proposé une théorie générale de calcul à la rupture, nous disposons maintenant d'un cadre qui permet l'évaluation des solutions obtenues par ces méthodes.

Les travaux de Papantonopoulos et Ladanyi (1973) et Papantonopoulos (1979) réfèrent à la stabilité des talus. La version statique de l'analyse à la rupture qu'ils ont proposée a été reprise par Fortin et Gill (1986) et par Gill et al. (1989, 1991) et transposée aux excavations souterraines. Les règles d'élaboration des modèles à soumettre aux analyses de stabilité ont été testées par Matte (1991) et Ngandée (1993)

## **II.8. Analyse de stabilité de pentes rocheuses**

### **II.8.1. Généralité**

Les méthodes d'analyse de stabilité des talus rocheux peuvent être classées en deux groupes : les méthodes dites d'équilibre limite et les variantes de la méthode des éléments finis. Les unes considèrent que le massif a un comportement rigide-plastique, tandis que les autres supposent un comportement élastique ou élasto-plastique. Cependant, elles sont toujours soumises à plusieurs critiques. Les unes pour les limitations imposées par leur caractère semi-empirique et les autres pour les difficultés tant physiques qu'économiques, qui se présentent lors d'applications pratiques.

La stabilité des talus rocheux est un cas particulier du problème fondamental de la mécanique des roches, à savoir, le comportement du massif rocheux sollicité par des charges externes. Une solution complète de ce problème doit satisfaire les équations d'équilibre, les équations de comptabilité géométrique et les conditions statiques et cinématiques aux frontières. La connaissance des lois de comportement est une condition nécessaire pour obtenir cette solution. Malheureusement, les lois de comportement des massifs rocheux sont extrêmement complexes, non linéaires et dépendent de nombreux paramètres difficiles à évaluer. En général, elles sont connues plutôt qualitativement que quantitativement. En plus, la validité des équations de compatibilité géométrique, basée sur l'hypothèse d'un milieu continu, est souvent contestable étant donné que le massif rocheux est un matériau typiquement discontinu.

L'une des caractéristiques distinctes d'un massif rocheux, c'est qu'il a une très grande superficie et que pour des applications pratiques il peut être supposé comme infini.

Pour cause de cette discrétisation de volume, la méthode des éléments finis n'est pas souhaitable pour des problèmes qui ont une faible proportion de surface limite par rapport au volume. En effet, un grand nombre d'éléments deviennent nécessaires pour modéliser la du domaine. Pour les analyses dans le domaine de la mécanique des roches, une méthode où seulement la surface d'une excavation est discrétisée devient immédiatement intéressante (Pande et al. 1990). La quantité de données nécessaires pour décrire le problème diminue grandement et l'influence de la masse rocheuse infinie est automatiquement considérée dans l'analyse. L'une de ces méthodes est la méthode d'équilibre limite.

### **II.8.2. Les méthodes d'analyse de stabilité des talus rocheux**

De nombreuses méthodes d'analyse et de conception des talus rocheux sont disponibles et peuvent être utilisées par les ingénieurs, allant des méthodes empiriques aux approches de modélisation numérique complexes.

La méthode d'analyse doit être choisie en fonction du problème à analyser. Par exemple, une analyse par glissement simple peut être réalisée pour un bloc glissant le long d'une surface persistante, tandis que des calculs complexes sont nécessaires pour analyser une masse rocheuse fortement fracturée. Stead et al (2001) ont présenté différentes approches de la stabilité des talus rocheux et présenté les avantages et les inconvénients de chaque méthode.

Dans ce qui suit, je discute brièvement des approches d'analyse les plus importantes.

#### **II.8.2.1. Les méthodes empiriques (Empirical Methods)**

Étant donné que l'expérience est essentielle en ingénierie géotechnique, les méthodes empiriques sont basées sur des expériences antérieures. Les facteurs déterminants qui influencent l'instabilité des talus, tels que la hauteur, l'angle, la structure géologique, le type de matériau, les conditions de la nappe phréatique et d'autres paramètres, sont rassemblés et appliqués au problème à résoudre. Par exemple, Hoek et Bray (1981) ont utilisé la hauteur de talus et l'angle de la face pour tracer les talus stables et instables. Ce graphique peut être utilisé comme estimation préliminaire de la stabilité d'un talus. Le processus de conception empirique se concentre sur l'apprentissage des succès et des ruptures passés (Tosney, J.R. 2001).

Les systèmes de classification de la masse rocheuse peuvent servir de méthode empirique, ces méthodes incorporant de nombreux facteurs affectant la pente. Des exemples de systèmes de classification sont les systèmes Q et RMR. Ce dernier a été modifié par (Romana, M.R. 1985 et 1993), Tomás et al. (2007) et Chen (1995), pour classier les talus rocheux est appelé SMR (Slope Mass Rating) et. Dans ce système, de nouveaux facteurs pour la géométrie de la pente et les joints ont été ajoutés au système RMR proposé par (Bieniawski, Z.T. 1989). La stabilité d'une pente est alors assistée pour la stabilité et le support suggéré.

Les méthodes empiriques sont relativement faciles à appliquer et permettent à l'ingénieur de tirer des leçons de l'expérience passée, mais ne peuvent pas être appliquées à la conception de grandes talus impliquant une géométrie très complexe, des problèmes couplés avec un réseau complexe de discontinuités, en particulier si ces talus associées à risque élevé.

**II.8.2.2. La méthode d'équilibre limite (Limit Equilibrium Methods)**

L'explication de la méthode d'équilibre limite doit demeurer simple. La méthode d'équilibre limite diffère de la méthode des éléments finis par le fait que l'approximation apparaît seulement sur les frontières du domaine du problème. La solution à l'intérieur du domaine va toujours satisfaire les équations d'équilibre et de compatibilité. Il est nécessaire d'avoir une solution fondamentale pour utiliser cette méthode. La solution particulière est alors obtenue par la superposition des solutions fondamentales dans une voie à l'intérieur de laquelle les conditions limites sont satisfaites.

Il y a un certain nombre d'approches qui existent, la méthode modifiée de Trefftz est basée sur la méthode utilisée par Trefftz en 1926 pour les problèmes de torsion. Cette méthode est la méthode d'équilibre limite la plus simple et elle est utile pour démontrer les principes de base des éléments limites. La méthode d'équilibre limite indirecte surmonte la plupart des désavantages de la méthode de Trefftz. Par contre, elle requiert une solution pour des forces fictives avant de déterminer les inconnus sur la frontière. Finalement, la méthode d'équilibre limite directe élimine le besoin de résoudre des forces fictives et les inconnus sont déterminés directement.

Dans la méthode directe, le théorème réciproque par Betti (1872) est utilisé pour éliminer les forces fictives. Ce théorème est valide pour n'importe quel solide dans un état d'équilibre élastique. Le théorème de Betti mentionne que : pour un solide linéaire et élastique, sujet à des déplacements quasi-statiques, le travail donné par les déplacements de chargement de cas I et les forces de chargements de cas II est égal au travail donné par les forces de chargement de cas I et de déplacements de chargement de cas II de façon plus courte :

$$W_{I,II} = W_{II,I}$$

De nombreuses méthodes d'équilibre limite ont été développées en géotechnique pour analyser et concevoir des talus à la fois en mécanique des sols et des roches. Il est basé sur le concept du facteur de sécurité. Dans sa forme la plus simple, le facteur de sécurité est le rapport entre la somme des forces résistant à la rupture et la somme des forces entraînant la rupture ; un facteur de sécurité supérieur à l'unité implique la stabilité.

Les méthodes d'équilibre limite nécessitent donc l'utilisation d'hypothèses quant à la forme et la location de la surface critique (Cala et al., 2004). Elles nécessitent aussi des hypothèses quant à la force qui est présente entre les tranches. Des minimums locaux de facteurs de sécurité existent souvent dans les problèmes analysés. Ainsi, un inconvénient de cette technique est que ces minimums locaux peuvent rendre difficile la localisation du minimum absolu par le logiciel (Cheng et al., 2007). Cependant, l'analyse et la comparaison de plusieurs facteurs de sécurité et surfaces de rupture sont faciles et rapides avec les méthodes d'équilibre limite ce qui est un avantage précieux. Cela permet de comparer des surfaces de rupture ayant des géométries parfois grandement différentes, mais un facteur de sécurité presque identique.

Ces méthodes sont largement utilisées pour l'étude de la stabilité des blocs rocheux (Hoek et Bray, 1977). Elles sont largement utilisées pour l'étude de la rupture à travers une surface circulaire de cisaillement.

II.8.2.2.1. Cas d'une rupture plane de longueur infinie

Les hypothèses de cette méthode (Figure. II.3) :

- ✓ La pente, de longueur infinie, dont l'angle avec l'horizontal est  $\beta$  ;
- ✓ La surface de rupture est parallèle à la base de la pente et soumise à :
  - Deux réactions latérales supposées constantes et égales ( $P_A, P_B$ ) ;
  - Au poids  $W$  ( $W_N, W_T$ ) ;
  - La réaction  $R$  sous la base ( $R_N, R_T$ ).

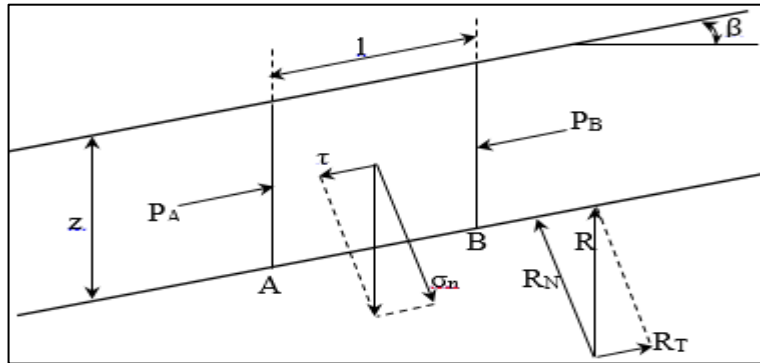


Figure. II.3. Effort appliquée sur une tranche (Melbouci 2009).

- Équilibre des forces au plan AB :

$$W = \gamma * z * AB * \sin \beta \tag{II.1}$$

$$\tau = \gamma * z * \cos \beta * \sin \beta \text{ avec } W_T = \gamma * z * AB * \cos \beta * \sin \beta \tag{II.2}$$

$$\sigma_n = \gamma * z * \cos^2 \beta \text{ avec } W_N = \gamma * z * AB * \cos^2 \beta \tag{II.3}$$

- La résistance au cisaillement de la masse :

$$R = C * AB + \sigma_n * \tan \varphi * AB \tag{II.4}$$

Le coefficient de sécurité dans une rupture plane est défini comme étant le rapport entre les forces de résistance et les forces motrices :

$$F_s = \frac{\sum \text{Forces résistances}}{\sum \text{Forces motrices}} \tag{II.5}$$

$$F_s = \frac{C + \gamma * z * \cos^2 \beta * \tan \varphi}{\gamma * z * \cos \beta * \sin \beta} \tag{II.6}$$

$$F_s = \frac{C}{\gamma * z * \cos \beta * \sin \beta} + \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \tag{II.7}$$

Généralisation de la méthode (Fig. II.4) :

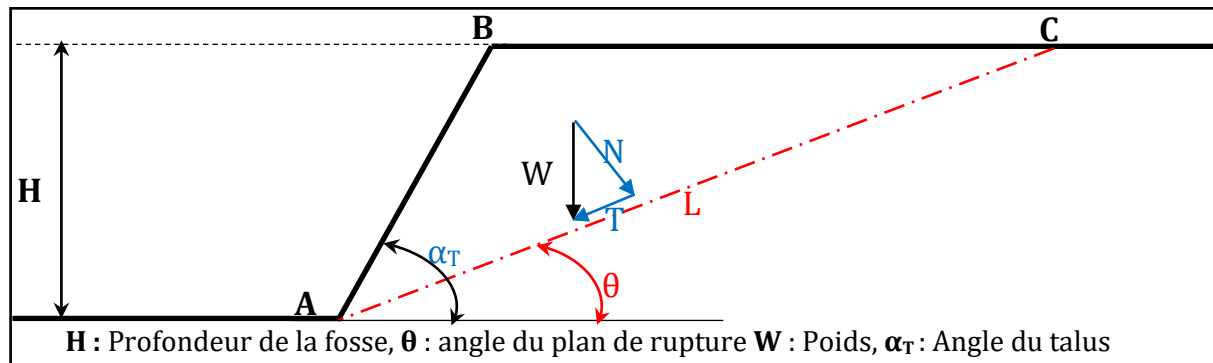
$$W = [\gamma_1 * (Z - hw) + \gamma_{sat} * hw * b] = b * \sum_0^z \gamma * h \tag{II.8}$$

Décomposons W en N et T

$$N = b * \cos \beta * \sum \gamma * h \tag{II.9}$$



- $\tau$  : contrainte de cisaillement,  $\tau = \frac{T}{S}$
- Résistance au cisaillement,  $R = C + \sigma_n * \tan\varphi$ .



**Figure. II.5.** Cas de rupture plane sur une longueur finie (Melbouci, 2009).

Le coefficient de sécurité est défini comme suit :

$$F_s = \frac{\sum \text{Forces résistances}}{\sum \text{Forces motrices}} \quad (\text{II. 17})$$

Appliqué à ce cas, l'expression du facteur de sécurité devient :

$$F_s = \frac{R}{\tau} = \frac{C + \sigma_n * \tan\varphi}{\tau} \quad (\text{II. 18})$$

$$\sigma_n = \frac{W \cos\theta}{L}, \quad \tau = \frac{W \sin\theta}{L}$$

Pour assurer l'équilibre, ce facteur doit être supérieur à 1. Dans le cas du dimensionnement des talus (stabilité générale), un facteur de 1.2 à 1.5 est souvent favorable à utiliser.

Si on remplace les différents paramètres du facteur de sécurité par leur valeur, on aboutit à :

$$F_s = \frac{\tan\varphi}{\tan\theta} + \frac{2 * C}{\gamma * H * \sin^2\theta \left( \frac{1}{\tan\theta} - \frac{1}{\tan\alpha_T} \right)} \quad (\text{II. 19})$$

On peut facilement établir des graphes pour étudier l'influence des caractéristiques du massif (la cohésion **C**, l'angle de frottement  $\varphi$  et le poids volumique  $\gamma$ ) et des caractéristiques du talus (la profondeur **H** et l'angle général  $\alpha_T$ ) sur le facteur de sécurité. En pratique, on fait le calcul inverse : le facteur de sécurité est fixé et on recherche l'angle du talus pour obtenir ce facteur.

Il est très facile de constater que lorsque la cohésion est nul (cas de la discontinuité), les conditions de stabilité se simplifient considérablement et le critère se ramène à une comparaison entre l'angle de frottement  $\varphi$  et l'inclinaison de la discontinuité.

$$F_s = \frac{\tan\varphi}{\tan\theta} \quad (\text{II. 20})$$

On a une instabilité si  $\theta > \varphi$ .

En général, l'eau réduit la résistance au cisaillement de la roche (réduction de la cohésion  $C$  et de l'angle de frottement). Certaines roches sont beaucoup plus sensibles à l'eau que d'autres (argiles, schistes,...) ;

- En l'absence d'écoulement, l'eau induit des pressions interstitielles qui modifient les conditions de stabilité ;
- Lorsqu'il y a écoulement, l'eau induit une force active qui réduit considérablement le facteur de sécurité.

Le facteur de sécurité avec écoulement d'eau est déterminé comme suit :

$$N = W \cdot \cos\theta \quad (\text{II.21})$$

$$T = W \cdot \sin\theta \quad (\text{II.22})$$

$$W = (\gamma_s - \gamma_e) * h * S \quad (\text{bloc de } 1\text{m}^3) \quad (\text{II.23})$$

$$N = (\gamma_s - \gamma_e) * \cos\theta, \quad (h = 1\text{m}, S = 1\text{m}) \quad (\text{II.24})$$

$$T = (\gamma_s - \gamma_e) * \sin\theta. \quad (\text{II.25})$$

Force d'écoulement =  $\gamma_e * \sin\theta$ .

$$F_s = \frac{[(\gamma_s - \gamma_e)\cos\theta] \cdot \tan\varphi}{(\gamma_s - \gamma_e) \cdot \sin\theta + \gamma_e \cdot \sin\theta} = \left(1 - \frac{\gamma_e}{\gamma_s}\right) \frac{\tan\varphi}{\tan\theta} \quad (\text{II. 26})$$

### II.8.2.2.3. Cas d'une rupture circulaire

L'étude de la rupture circulaire d'une masse peut se faire par deux méthodes :

- a- Méthode globale : elle consiste à étudier l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement où la ligne de rupture est généralement supposée circulaire (méthode de Taylor, de Caquot, Biarez,...etc.).
- b- Méthode des tranches : elle est la plus utilisée. Elle consiste à décomposer le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices, (méthode de Fellenius, Bishop,...etc.).

La méthode des tranches est une méthode suédoise introduite par Petterson en 1916. Elle consiste à diviser un volume instable en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux et à étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de rupture sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent. En général, cette méthode peut prendre en compte un maximum de complexités : Surface topographique de forme quelconque, surface de rupture non circulaire, hétérogénéité des terrains, forces extérieures quelconques (charge supplémentaire au talus,...etc.) et écoulement des eaux souterraines. Elle

peut être alors bien adaptée à l'étude des versants naturels qui sont généralement des cas complexes.

Il existe plusieurs méthodes des tranches, on définit parmi les plus utilisées les suivantes :

➤ **Méthode de Fellenius (1927)**

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Considérons un talus constitué d'un certain nombre de couches de caractéristiques différentes ;  $C_i$ ,  $\varphi_i$  et  $\gamma_i$ .

Fellenius suppose que la ligne de glissement est circulaire et vérifie la stabilité de ce talus vis-à-vis du risque de glissement par le calcul de leur coefficient de sécurité. Le découpage des couches se fait de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et les limites des couches (points G et H) correspondent à une limite entre deux tranches (figure .II.6).

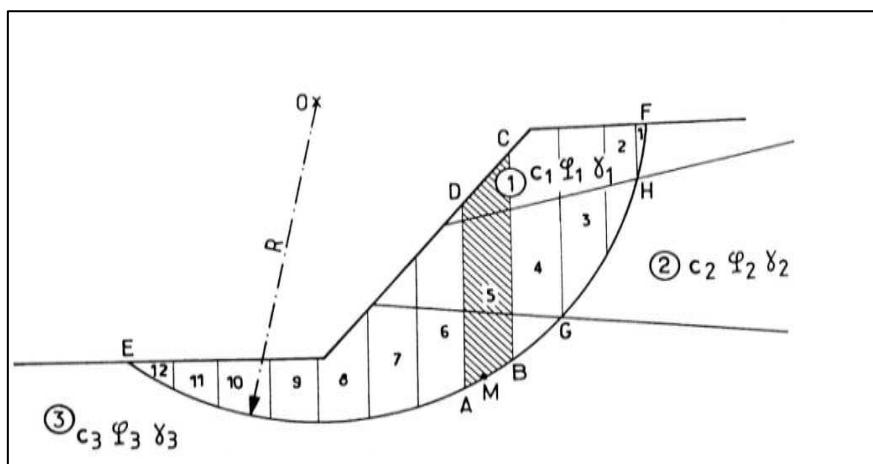


Figure. II.6. Découpage en tranches d'un talus (Fellenius 1927).

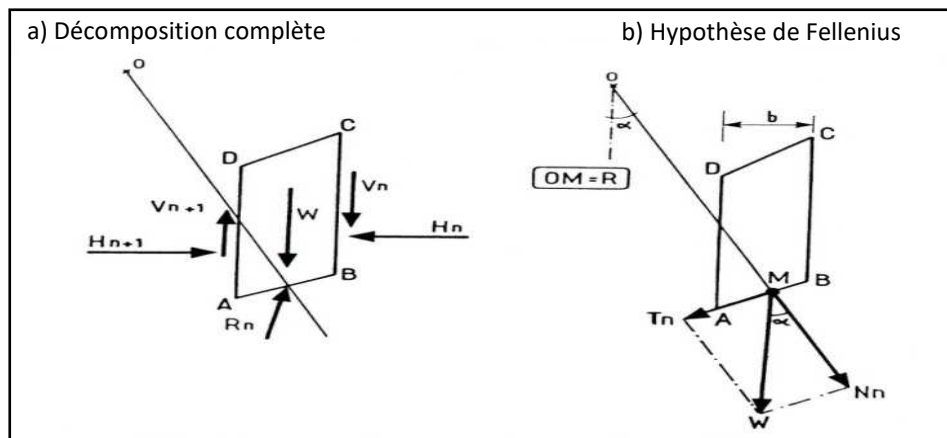


Figure. II.7. Forces agissantes sur la tranche (Duncan et al., 2014).

Selon la figure II.5, les forces agissant sur une tranche sont les suivantes :

- Le poids  $W$  ;
- La réaction  $R_n$  du milieu sous-jacent sur l'arc  $AB$ ;
- Les réactions sur les faces verticales  $AD$  et  $BC$  décomposées en réactions horizontales  $H_n$  et  $H_{n+1}$  et en réactions verticales  $V_n$  et  $V_{n+1}$  ce sont les forces inter tranches ;
- Les pressions hydrauliques.

Par rapport au centre O du cercle de glissement, on définit :

- Le moment moteur, comme celui du poids des terres W, de l'eau interstitielle et des surcharges éventuelles, qui tendent à provoquer le glissement ;
- Les moments résistants, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche : moment de  $R_n, H_n, H_{n+1}, V_n$  et  $V_{n+1}$ .

Le coefficient de sécurité est donné par le rapport :

$$F_s = \frac{\sum_{EF} \text{des moments résistants maximaux}}{\sum_{EF} \text{des moments moteurs}} \quad (\text{II. 27})$$

En considérant la somme des moments sur tout l'arc EF, (figure. II.6) on constate que la somme des moments des forces inter-tranches est nulle. Fellenius (1927) a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W, qui est décomposé en deux forces, l'une normale à AB ( $N_n$ ) et l'autre tangentielle ( $T_n$ ).

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de  $R_n$ , d'après la loi de coulomb, elle s'écrit :

$$(R_n)_i c_i * AB + N_n * \tan \varphi_i \quad (\text{II.28})$$

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{m=n} R * (C_i * AB + N_n * \tan \varphi_i) \quad (\text{II. 29})$$

Ou :

$m$ : Nombre total de tranches ;

$C_i$  et  $\varphi_i$  Respectivement la cohésion et l'angle de frottement de la couche dans laquelle est situé AB. L'expression du coefficient de sécurité  $F_s$  se réduit à :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{m=n} (C_i * AB + N_n * \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^{m=n} \sin \alpha} \quad (\text{II. 30})$$

Dans le Cas de l'existence de la nappe et en remplaçant AB,  $N_n$  et  $T_n$  dans la formule (II.30), le coefficient  $F_s$  est donné par :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [C_i \frac{b}{\cos \alpha} + (W * \cos \alpha - \frac{u*b}{\cos \alpha}) \tan \varphi_i]}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} \quad (\text{II. 31})$$

Avec :  $u = Z_w * \gamma_w$

$u$  : Pression interstitielle ;

$Z_w$ : hauteur d'eau;

$\gamma_w$ : poids volumique de l'eau.

➤ **Méthode de Bishop simplifiée (1955) :**

En 1955, Bishop a apporté une amélioration à la méthode de Fellenius et ceci en considérant que pour toute tranche étudiée,  $V_n - V_{n+1} = 0$  ce qui permet de considérer les efforts inter-tranches horizontaux uniquement. Le coefficient de sécurité ( $F_s$ ) s'exprime comme suit :

$$F_s = \left( \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w \cdot \sin \alpha} \right) \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(w - u_n * b) \tan \varphi_i + C_i * b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}} \quad (\text{II.32})$$

Le  $F_s$  est calculé par itérations successives :

- la première itération est faite en adoptant la valeur de  $F_s$  obtenue par la méthode de Fellenius.
- La méthode simplifiée de Bishop est généralement utilisée avec traitement par ordinateur.

On a vu comment calculer le coefficient de sécurité ( $F_s$ ) pour un cercle donné à priori. Pour connaître  $F_s$  réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de  $F_s$ . C'est en effet, le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

➤ **Méthode de Morgenstern et Price (1965)**

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches :

$$\tan \theta_i = X/E = \lambda \cdot f(x'_i) \quad (\text{II.33})$$

Où :

$\theta_i$ : est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement ;

$\lambda$  : est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité ;

$f(x'_i)$  : est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement.

$x'_i$  : est la normalisation linéaire des coordonnées  $x_i$ , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et  $\pi$ .

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

Selon Zolfaghari (2005), en assurant l'équilibre des forces de chaque tranche, la résultante ( $Q_i$ ) des forces inter-tranches ( $Z_i, Z_{i+1}$ ), inclinées d'un angle  $\theta_i$  par rapport à l'horizontal est :

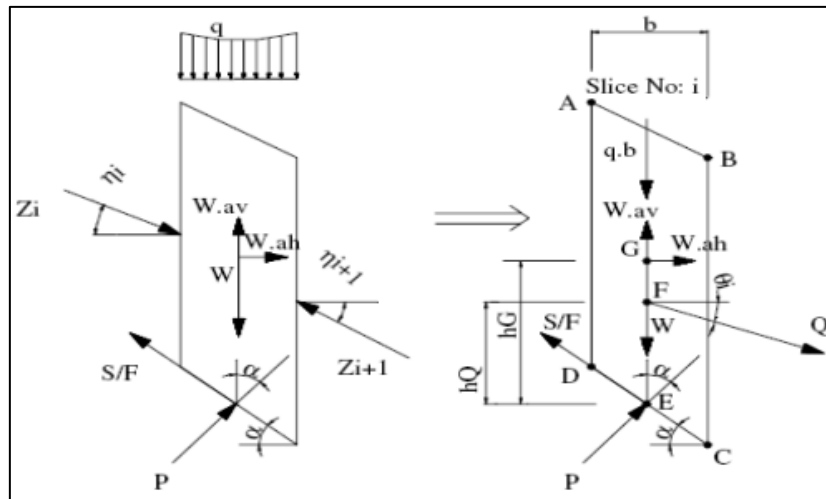
$$Q_i = \frac{\frac{c' \cdot b \cdot \sin \alpha}{F} + \frac{\tan \varphi'}{F} (W \cdot \cos \alpha - W \cdot a_v \cdot \cos \alpha - W \cdot a_h \cdot \sin \alpha - u \cdot b \cdot \sin \alpha + q_c \cdot b \cdot \cos \alpha) - W \cdot \sin \alpha - W \cdot a_v \cdot \sin \alpha - W \cdot a_h \cdot \cos \alpha - q_c \cdot b \cdot \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta_i) \cdot (1 + \tan(\alpha - \theta_i) \cdot \frac{\tan \varphi'}{F})} \quad (\text{II.34})$$

L'équilibre des moments dans chaque tranche est pris par rapport au point  $E$  défini sur la figure II.8, il permet de trouver le point d'application de la résultante :

$$\sum M = Q \cdot \cos\theta_i \cdot h_Q - W \cdot a_h \cdot h_G = 0 \quad (II.35)$$

L'ordonnée du point d'application de la résultante  $Q_i$  par rapport à l'axe global devient :

$$Y_{qi} = Y_{ei} + h_Q \quad (II.36)$$



**Figure. II.8.** Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern and Price (1965)

L'équilibre des forces de toute la masse glissée, donne :

$$\sum(Q_i \cdot \cos\theta_i) = 0 \quad (II.37)$$

$$\sum(Q_i \cdot \sin\theta_i) = 0 \quad (II.38)$$

L'équilibre global des moments par rapport à l'origine ( $x=0$  ;  $y=0$ ) :

$$\sum M = \sum(Q_i \cdot \cos\theta_i \cdot Y_{qi} + Q_i \cdot \sin\theta_i \cdot X_{qi}) = 0 \quad (II.39)$$

Pour trouver les deux inconnues,  $F$  et  $\lambda$ , on résout l'équation (II.37) (ou (II.38)) et l'équation (II.38). Et on assure la théorie algébrique suivante :

$$|\sum M| + |\sum(Q_i \cdot \cos\theta_i)| = |\sum(Q_i \cdot \cos\theta_i \cdot Y_{qi} + Q_i \cdot \sin\theta_i \cdot X_{qi})| + |\sum(Q_i \cdot \cos\theta_i)| = 0 \quad (II.40)$$

En 1977, Fredlund et Krahn ont démontré dans une étude comparative des méthodes d'analyse, que le choix de la fonction  $f(x)$  dans la méthode de Morgenstern and Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité.

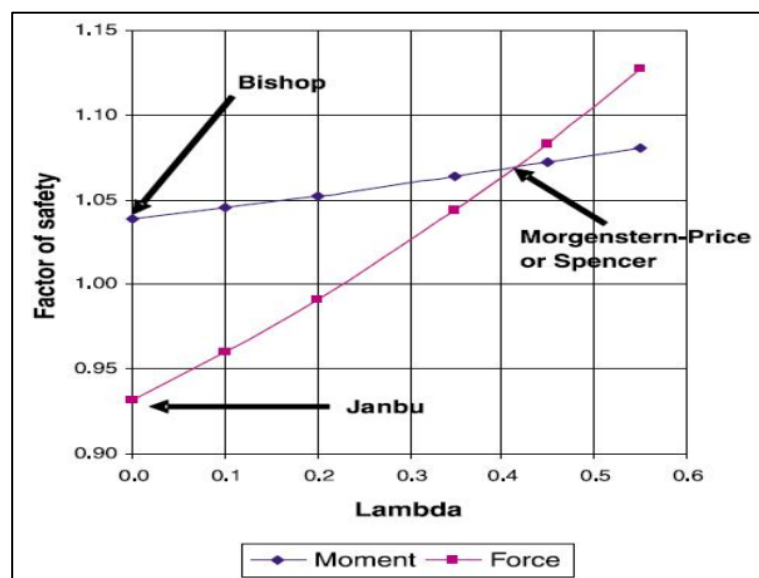
➤ **Méthode de Spencer (1967)**

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante ( $f(x)=1$ ), et que l'angle d'inclinaison ( $\theta$ ) est constant dans toutes les tranches. Spencer (1967) a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire, Wright et al.,(1973) l'a développé pour une surface non circulaire.

### ➤ Méthode de Janbu simplifiée

Cette méthode elle a comme hypothèse, les forces inter-tranches sont horizontales, ce qui sous-estime le coefficient de sécurité. Dans cette méthode les forces verticales inter-tranches sont supposées nulles. Le facteur de sécurité est calculé à partir d'équilibre des forces horizontales, puis un facteur de correction empirique est multiplié par ce coefficient de sécurité pour pallier au manque de l'effet des forces verticales inter-tranches. L'équilibre des moments n'est pas satisfait.

En 1977, Fredlund et Krahn ont entrepris une étude de comparaison en déterminant le facteur de sécurité pour différentes méthodes de calcul. L'exemple d'un talus simple a été traité avec plusieurs combinaisons de la géométrie, des propriétés du sol et des conditions piézométriques. Mis à part la méthode ordinaire (méthode de Fellenius (1927)), les écarts du calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu de données, n'excèdent pas de plus de 4% pour l'ensemble des méthodes utilisées (Bishop simplifiée, Spencer, Janbu simplifiée, Janbu rigoureuse, Morgenstern and Price). Dans ces cas-là, la différence entre le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop simplifiée et celui obtenu par les méthodes de Spencer et Morgenstern-Price (avec  $\lambda$  choisi pour satisfaire les forces et les moments d'équilibre), ne dépasse pas 0.4%.



**Figure II.9.** Variation du coefficient de sécurité en fonction de  $\lambda$ . Krahn (2003).

Le facteur de sécurité  $F_s$ , déterminé à partir de l'équilibre des forces (comme Janbu simplifiée (1973) sans correction), est plus sensible aux hypothèses faites sur les forces de cisaillement inter-tranches que le facteur de sécurité déterminé par les moments d'équilibre.

#### II.8.2.2.4. Les inconvénients de la méthode d'équilibre limite.

- Dans l'hypothèse des mouvements du corps rigide, la déformation à l'intérieur du massif glissant est complètement ignorée. L'observation des modes de rupture dans les pentes de grande échelle montre que ceci est une sur-simplification (Sjöberg, 1999), étant donné l'importance des contraintes normales le long de la surface de rupture

dans les méthodes d'équilibre limite. Ces types d'erreurs peuvent mener à des résultats loin de la réalité en termes de champs des contraintes ;

- Une autre limitation des méthodes d'équilibre limite est que la surface de rupture doit être connue d'avance.

Le calcul des facteurs de sécurité pour des surfaces de ruptures de pente circulaire et non circulaire en utilisant l'analyse d'équilibre limite des approches (telles que celles de Janbu, Spencer...etc.), peut être mené par Slide qui est un logiciel bidimensionnel développé par Roc-science.

En général, pour résoudre un problème géo-mécanique et obtenir une solution exacte, il faut résoudre les équations différentielles d'équilibre, les équations de compatibilité des déformations, les équations constitutives du matériau et les conditions aux limites du problème. Les méthodes d'analyse de l'équilibre limite tentent d'y parvenir en utilisant un certain nombre d'hypothèses pour simplifier le problème (J. Krahn 2001). Des programmes informatiques ont été développés pour résoudre rapidement les équations d'équilibre limite et déterminer un facteur de sécurité. Les programmes SLIDE et SWEDGE (Rocscience) peuvent être utilisés pour analyser l'équilibre limite des pentes rocheuses.

### II.8.2.3. La méthode des éléments finis (Finite Element Method)

Récemment la méthode des éléments finis est devenue la méthode numérique la plus populaire dans plusieurs branches de l'ingénierie. Ses applications sont très variées : mécanique des solides, mécanique des fluides, biomécanique, électricité, magnétisme, transfert de chaleur, semi-conducteur, etc. Cette méthode a été utilisée pour la première fois dans le domaine de l'aviation dans les années 40.

Généralement, n'importe quel phénomène physique gouverné par une équation différentielle peut être modélisé par la méthode des éléments finis. Un corps en 2 ou 3 dimensions possède un nombre infini de points qui ont chacun 2 ou 3 degrés de liberté (déplacements selon deux ou trois axes). Le nombre d'équations et d'inconnus devient infini ce qui fait en sorte que le problème ne présente aucune solution. Par contre, il est possible de choisir un nombre fini, mais assez important, de « noeuds ». Dans ce cas le problème peut être résolu et une forme déformée peut être approximée. Ceci représente les principes de base de la méthode par éléments finis.

Dans la méthode des éléments finis, la structure en construction est divisée en plusieurs petites zones, connues comme les éléments. Les éléments sont attachés les uns aux autres (normalement dans les coins) par ce qui est appelé les noeuds. C'est à chacun de ces noeuds que sont comptabilisés les déplacements. Ainsi le corps avec un nombre infini de degrés de liberté est approximé par un corps ayant un degré de liberté égal à deux ou trois fois le nombre de noeuds. Plus le nombre de noeuds est grand plus la solution va être exacte.

Les déplacements à n'importe quel point à l'intérieur d'un élément sont relatifs aux déplacements des noeuds en effectuant quelques hypothèses. Les déplacements sont fondamentalement variables. Pour le champ des déplacements à l'intérieur de l'élément, les déformations peuvent être calculées. À partir des déformations, il est possible d'obtenir les contraintes à l'aide de la relation contrainte-déformation. L'analyse peut se faire autant en deux dimensions qu'en trois dimensions.

Cette approche est certainement la plus utilisée dans le domaine de l'ingénierie. Cela s'explique principalement grâce à la grande flexibilité à introduire la non homogénéité des matériaux et les géométries complexes. Autrement, la simulation de fractures demeure la plus grande limite de cette approche. Des codes de type éléments finis enrichis ont toutefois été créés pour minimiser cet inconvénient (Jing, 2003). Comme exemples de logiciels utilisant la technique des éléments finis utilisés en mécanique des roches, notons Phase2 de Rocscience et Plaxis.

#### **II.8.2.4. La méthode des différences finies (Finite Difference Method)**

Contrairement à l'approche des éléments finis, celle des différences finies n'utilise pas une résolution matricielle. Cette dernière technique reconstruit ses équations efficacement à chaque itération et optimise la résolution de problèmes par une approche non linéaire. En quelques mots, la méthode utilisée pour dériver les équations différentielles représentant le modèle est différente de celle de la méthode des éléments finis. Il est cependant prouvé que la réponse de ces deux approches est identique (Itasca Consulting Group, 2016a).

L'approche par différences finies est particulièrement adaptée pour modéliser les comportements non linéaires des matériaux (Jing, 2003) et les non-linéarités géométriques (grands déplacements). Cependant, un des inconvénients majeurs de cette méthode est également la difficulté à incorporer des fractures (Jing & Hudson, 2002). Parmi les logiciels qui utilisent cette approche notons FLAC et FLAC3D d'Itasca qui sont parmi les plus utilisés dans le domaine de la géo-mécanique.

La différence entre les deux méthodes est la méthode de résolution des systèmes d'équations différentielles. L'un des avantages de l'élément fini par rapport à la différence finie est que la génération de maillage est plus flexible. Par exemple, FLAC (Itasca consulting group, 2000) est un code de différences finies développé par le groupe Itasca, tandis que PHASE2 est un code d'éléments finis développé par le groupe Rocscience (Rocscience 20014). Il a été mentionné au tout début de cette section que les méthodes d'analyse de stabilité des talus rocheux peuvent être classées en deux groupes, soit : les méthodes dites d'équilibre limite et les variantes de la méthode des éléments finis. Ceci est vrai lorsque l'hypothèse de la continuité est possible. Par contre, dans plusieurs situations, particulièrement dans le domaine de la mécanique des roches, la continuité ne peut être supposée. Dans ces cas, il est nécessaire d'utiliser une autre méthode : la méthode des éléments distincts.

#### **II.8.2.5. La méthode des éléments distincts (Distinct Element Method)**

Cette méthode est apparue dans les années 60. Il existe plusieurs variations de la méthode des éléments distincts dans le domaine de la mécanique des roches, incluant la méthode du bloc rigide. Dans sa forme la plus générale la méthode des éléments distincts a la possibilité d'analyser des interactions multiples de déformation continue, discontinue ou de corps fracturé. Comme la méthode des éléments finis, cette méthode permet de faire face à un large éventail de comportements, de lois d'interaction et de géométries arbitraires.

La méthode résout les équations d'équilibre dynamique pour chaque corps. Le grand avantage de cette méthode est d'analyser les corps discontinus, comme la roche.

Dans l'analyse conventionnelle d'une continuité, en utilisant les méthodes différentielles, une maille d'éléments est construite. À l'intérieur de cette maille, les nœuds sont interconnectés et maintiennent la compatibilité des déplacements le long des frontières.

Le système des équations est écrit pour l'ensemble des éléments. Dans la méthode des éléments distincts, chaque corps communique avec les corps environnants via les contacts des frontières qui peuvent changer en fonction du temps.

Il est nécessaire de noter que la méthode d'analyse par éléments distincts n'a pas la restriction que chaque élément doit avoir un contact avec un autre, ou qu'un nœud doit avoir un contact avec un autre nœud ou avec une face d'un élément. La force qui est générée entre deux éléments en contact peut être faite pour obéir à différentes lois d'interactions dépendant de la réalité physique qui doit être simulée. La connectivité ou l'interaction d'un élément à l'autre est calculée automatiquement à l'intérieur d'un algorithme. Les équations gouvernant l'équilibre dynamique pour chaque élément distinct peut être sous la forme générale suivante :

$$[M] \{u\} + [C] \{u\} + [K] \{u\} = \{f\} \quad (\text{II.41})$$

Où

$\{u\}$  est le déplacement

$[M]$  est la matrice de masse

$[C]$  est la matrice de l'humidité

$[K]$  est la matrice de la dureté

$\{f\}$  est la charge appliquée.

Cundall.P, (1971) a proposé la méthode de modélisation numérique par éléments distincts. Cette logique est utilisée par le code universel des éléments distincts (Itasca Consulting Group 2004), qui est l'un des programmes d'éléments distincts les plus disponibles sur le marché du groupe Itasca Consulting. Les pentes rocheuses peuvent être raisonnablement bien modélisées en utilisant le code UDEC. Il peut gérer des géométries complexes avec un nombre de types de matériaux et de modèles constitutifs complexes. Un nombre quelconque d'ensembles et d'orientations de discontinuité peuvent être inclus, tous avec des caractéristiques de résistance différentes. Cependant, les méthodes traditionnelles à éléments distincts nécessitent une surface de rupture définie et la surface de rupture réelle n'est pas libre de se développer à l'intérieur de la masse rocheuse.

## II.8.2.6. La Méthode cinématique (Kinematic Methods)

### II.8.2.6.1. Introduction

La simplicité avec laquelle les relations en trois dimensions peuvent être mises en graphique et manipulées en projection stéréographique fait en sorte que cette méthode devient intéressante pour des problèmes de stabilité en massif rocheux, particulièrement pour les ruptures en coin. L'étape de base pour utiliser un stéréogramme est la reconnaissance que la friction entre les surfaces peut être représentée par un petit cercle dans la projection.

Le cercle de friction permet une évaluation graphique et rapide des forces touchant la stabilité d'un bloc pouvant subir un glissement. Si la résultante des forces ( $r$ ) se retrouve à l'intérieur du cercle de friction le bloc est stable (Goodman 1989). L'étape de base est la construction d'un « cercle de friction généralisé ». Une rupture en coin avec deux surfaces rocheuses en contact présente trois modes fondamentaux de glissement : deux modes de

glissement sur l'un ou l'autre des plans ou un mode de glissement le long d'une ligne d'intersection.

Hoek et Bray (1981) ont exploré le potentiel des méthodes cinématiques pour explorer des talus rocheuses simples telles que ; Mouvements plans, en coin, circulaires et basculants.

L'utilisation des méthodes cinématiques ignore les paramètres de résistance et les forces en jeu sur le talus, mais elle identifie le potentiel de rupture. Les orientations des discontinuités et la face du talus, telles que le pendage et la direction du pendage, sont projetées sur l'hémisphère inférieur de la stéréo-nette ; le potentiel de formation d'un bloc libre de mouvement est ensuite évalué. La force des discontinuités et de la masse rocheuse est essentiellement ignorée, car elles sont considérées comme n'ayant pas d'effet sur le risque de rupture. Des programmes informatiques tels que DIPS développé par le groupe Rocscience peuvent être utilisés pour tracer les discontinuités.

#### **II.8.2.6.2. Détection du risque de rupture**

Avec une appréciation du mode de rupture, il est possible d'évaluer la probabilité de rupture, ou le facteur de sécurité, et d'élaborer un recours si le degré de risque est inacceptable.

Lorsqu'il y a plusieurs ensembles de plans de discontinuités se coupant en angles obliques, des études de modèles cinématiques peuvent être utiles pour anticiper le modèle le plus probable de rupture de pente. Avec une appréciation du mode de rupture, il est possible d'évaluer la probabilité de rupture ou le facteur de sécurité et d'élaborer un recours si le degré de risque est inacceptable.

L'analyse cinématique permet de déterminer si un mode de rupture est possible sur la base de considérations géométriques uniquement en négligeant les forces impliquées. Cette analyse assume que les blocs de roche sont rigides (pas de déformation) et permet de déterminer si la géométrie de la pente est favorable à la formation de blocs de roche instables considérant les différentes familles de discontinuités présentes. Les données nécessaires à l'analyse cinématique consistent donc en l'orientation de la pente et des familles de discontinuités ainsi qu'en l'angle de frottement associé à ces dernières. Divers critères ont été établis afin de déterminer le potentiel d'instabilité cinématique pour les différents modes de rupture structurale (planaire, de dièdre et par basculement), documentés notamment dans Hudson et Harrison (1997). L'utilisation des diagrammes de projection stéréographique permet de mettre en évidence les configurations géométriques favorables à une rupture suivant un mécanisme donné.

#### **II.8.2.6.3. Mécanismes de ruptures**

Hoek et Bray (1981) ont dénombré un certain nombre de mécanismes élémentaires de rupture qui peuvent résulter des différentes combinaisons des familles de fractures existant dans le massif. Ces mécanismes de rupture sont les plus simples qu'on peut rencontrer, mais dans la plupart des cas, la rupture est plus complexe, suivant la distribution du réseau de discontinuités dans le massif. Les ruptures impliquant le déplacement des blocs de roche sur discontinuités combinent un ou plusieurs modes de rupture.

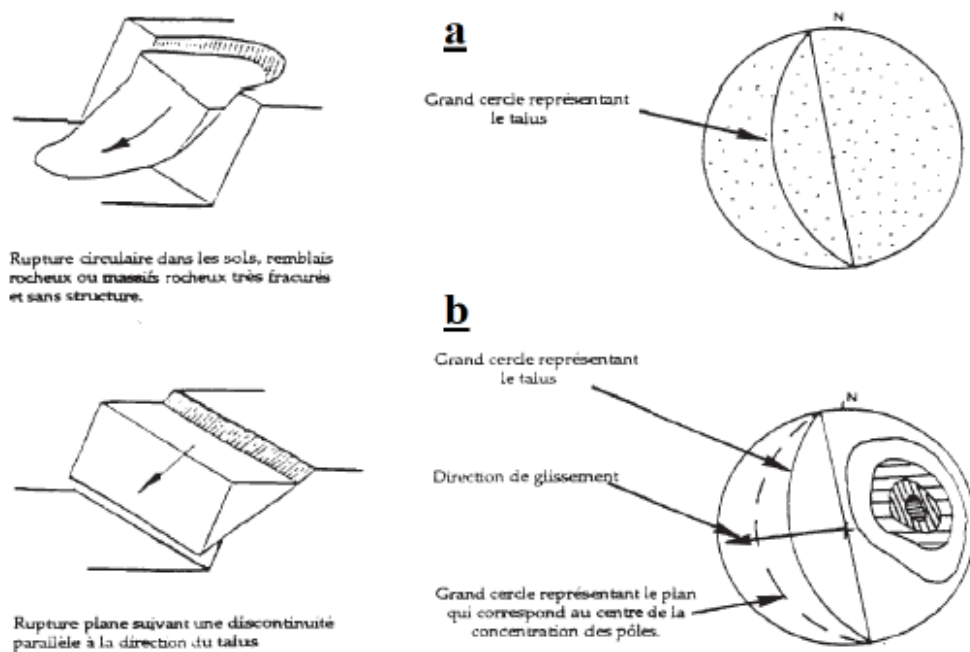
Les mécanismes élémentaires de rupture sont les suivants :

- La rupture circulaire : elle se produit dans un massif fortement fissuré, le massif rocheux est assimilé alors, à un milieu homogène continu.
- La rupture en glissement plan : la rupture se produit sur un plan d'une fracture qui a une orientation parallèle ou sub-parallèle au talus rocheux et un pendage plus faible que celui du talus. L'inclinaison du plan de glissement doit être supérieure à l'angle de frottement de ce plan.
- La rupture en dièdre : cette rupture se produit le long d'une intersection de deux familles de discontinuités quand la ligne de glissement plonge dans le même sens que le talus, avec un pendage plus faible que le pendage apparent du talus dans sa direction.
- La rupture en basculement : elle se produit dans un massif présentant deux familles de discontinuités ayant la même orientation que celle du talus, et dont l'une d'elles a un pendage inférieur et de même sens que celui du talus, et l'autre famille possède un pendage opposé à celui du talus. Dans ce cas les familles subdivisent le massif en blocs qui seront susceptibles de basculer (rotation).

Lorsque les familles de discontinuités sont en nombre limité et relativement peu élevé (disons de 4 à 6 - 8 au maximum), l'analyse structurale, conduira à un diagramme stéréographique représentant les orientations des différents plans de discontinuités présents dans le massif.

Selon l'apparence du diagramme stéréographique, il sera possible de déterminer le type de rupture susceptible de se produire et d'estimer la probabilité de son occurrence.

a) si le diagramme stéréographique (figure II.10.a) montre une répartition relativement homogène des pôles des plans de discontinuités, sans orientation structurale particulière, le massif est assimilable à un milieu granulaire et analysé par les méthodes vues au paragraphe précédent. La figure II.10.b montre un regroupement des pôles dans une orientation précise. Il y a possibilité de glissement plan selon les discontinuités orientées de la sorte.

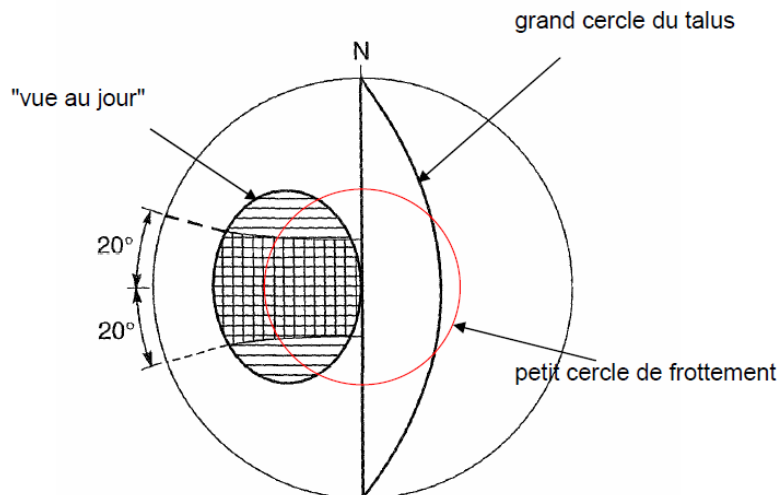


**Figure. II.10.** Les modes de rupture d'après (Hoek et Bray ,1981) a) Glissement circulaire, b) Glissement sur un plan.

Dans ce cas, le diagramme stéréographique permet de vérifier si l'orientation de la famille de discontinuités peut provoquer un glissement ou non. Pour cela, on porte sur un même diagramme stéréographique (figure II.11)

- le petit cercle correspondant à l'angle de frottement interne de la discontinuité considérée
- le pôle du plan caractéristique de la famille de discontinuité
- l'ellipse de "vue au jour", c'est-à-dire la surface à l'intérieur de laquelle doit se positionner la ligne de plus grande pente d'un plan pour "voir le jour" par rapport à la surface libre (le versant du talus). En d'autres termes, cette surface correspond à l'orientation des plans susceptibles de glisser vers l'extérieur du talus. Cette ellipse est déterminée à partir du grand cercle correspondant au talus.
- deux grands cercles à  $20^\circ$  de part et d'autre de la normale au talus, pour tenir compte de l'engrènement des joints et de l'effet tridimensionnel.

Le diagramme (figure II.11), indique une possibilité de rupture plane si le pôle de la famille de discontinuités se situe à l'**extérieur** du cercle de frottement (cercle rouge, de rayon  $\phi$ ), à l'**intérieur** de la zone de "vue au jour" (hachurée horizontalement) et à l'**intérieur** de la zone de  $\pm 20^\circ$  (hachurée verticalement).



**Figure. II.11.** Diagramme stéréographique d'analyse de la possibilité d'existence d'une rupture plane.

c) la figure II.12.c montre deux familles de discontinuités, qui se recoupent suivant une direction donnée par l'intersection des grands cercles. On a alors création de dièdre (ou coin) susceptible de glisser suivant l'arête de l'intersection des deux plans (s'il y a plus de deux familles de discontinuités, on envisage successivement toutes les intersections deux par deux).

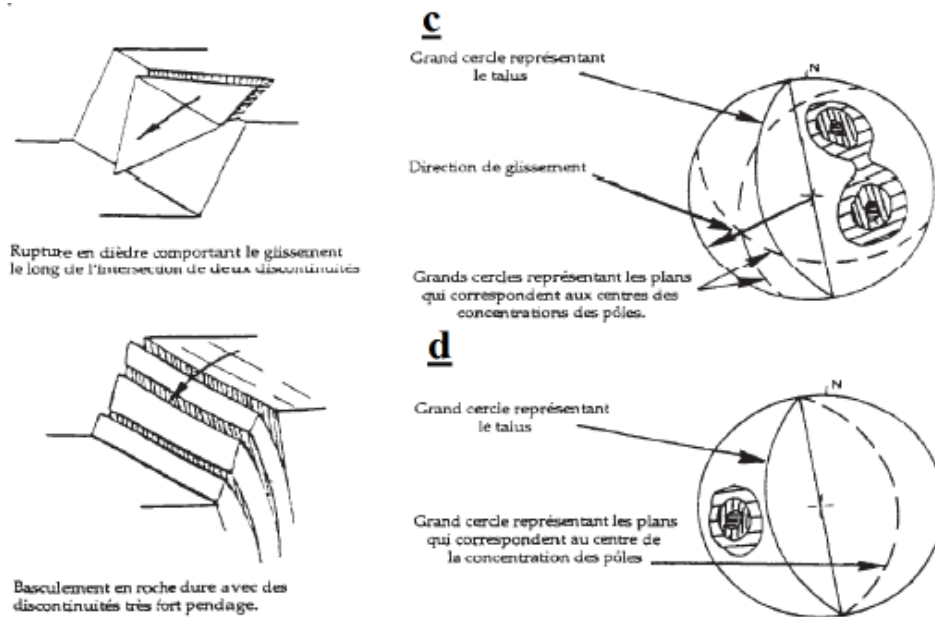


Figure. II.12. Modes de rupture d'après (Hoek et Bray ,1981) c) Glissement dièdre, d) Glissement Basculement.

L'analyse par diagramme stéréographique (figure II.13) comprend

- Le grand cercle représentant le talus
- Le petit cercle du frottement (ici de rayon  $90^\circ - \phi$ )
- Le point de percée de la ligne d'intersection des deux plans formant le dièdre (ou l'ensemble des différents points correspondant aux différents couples de plans considérés)

Dans ce cas, l'analyse stéréographique conduira à une possibilité de glissement si le point de percée se trouve dans la **zone comprise entre le grand cercle du talus et le cercle de frottement**.

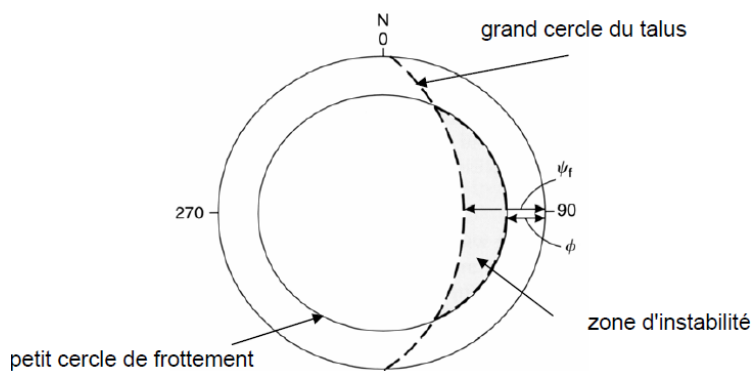


Figure. II.13. Glissement de dièdre (coin) : détermination de la zone d'instabilité

Notons que cette approche est très sécuritaire, bien que l'influence de l'eau ne soit pas prise en compte, car ni les effets tridimensionnels ni l'angle d'ouverture du dièdre ne sont envisagés et les discontinuités sont supposées n'avoir aucune cohésion (ce qui est d'ailleurs justifié lors d'une analyse à long terme). Un calcul du coefficient de sécurité plus précis doit donc être effectué par les méthodes analytiques indiquées plus loin.

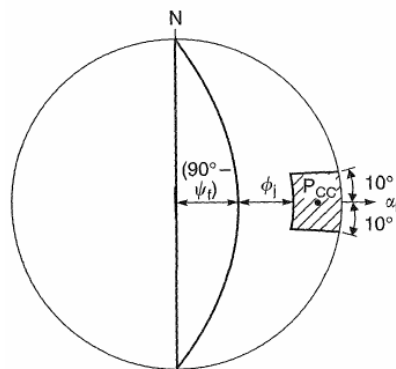
Toutefois, la démarche stéréographique est nécessaire pour, soit conclure à l'absence de risque, soit sélectionner les dièdres à considérer pour l'étude analytique.

c) dans le cas (figure II.12.d) d'une seule famille de discontinuités, orientée à peu près parallèlement à la paroi et présentant un pendage assez raide, le phénomène de toppling peut se produire.

Le diagramme stéréographique indiquera une possibilité de toppling si le pôle du plan représentatif de la famille de discontinuités considérée se situe à l'intérieur d'une zone définie par (figure II.14)

·La normale au plan de la paroi avec une plage de  $\pm 10^\circ$  (pour tenir compte de l'engrènement)

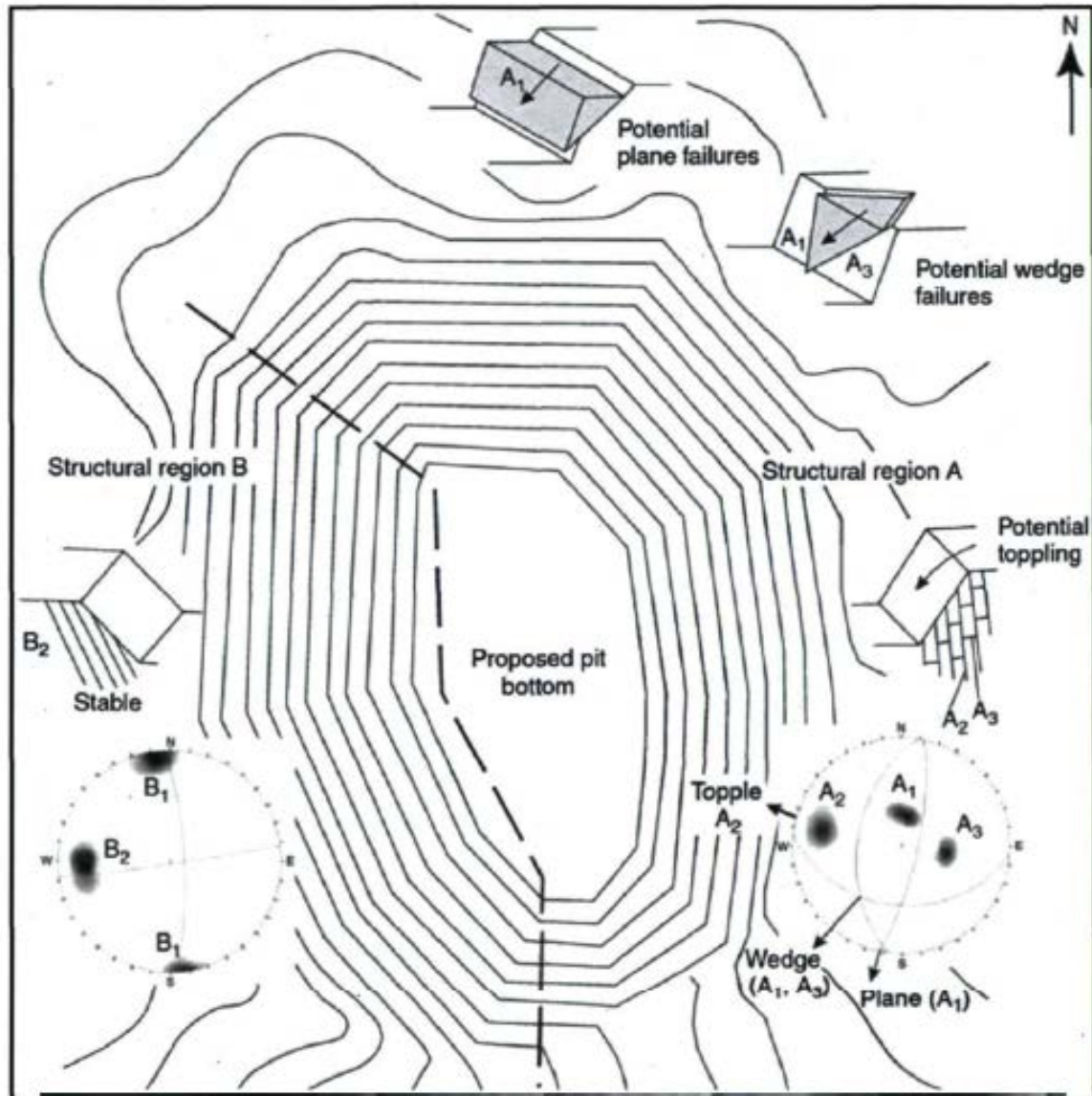
·le petit cercle de frottement (rayon  $90^\circ - \phi$  (pente de la paroi)  $+$   $\phi$ ) Il y a possibilité de toppling si le pôle du plan représentant la famille de discontinuités se situe à l'intérieur de la zone grisée.



**Figure. II.14.** Analyse de la possibilité de Toppling

Wyllie et Mah (2004) présentent, dans leur ouvrage, une représentation du type d'analyse habituellement réalisée à l'étape de faisabilité. Cette analyse permet d'identifier les modes de rupture structurale qui sont susceptibles d'affecter les murs d'une fosse à ciel ouvert considérant l'orientation des pentes de cette dernière ainsi que l'orientation des différentes familles de discontinuités. La figure II.15 (tirée de Wyllie et Mah, 2004, d'après Hoek et Bray, 1981) illustre cette analyse.

L'analyse cinématique identifie seulement le potentiel d'instabilité selon un mode de rupture structurale donné, mais ne donne aucune information sur le rapport entre les forces mobilisées sur le plan de rupture et celles engendrées par la masse du bloc potentiellement instable, information transmise par le calcul du facteur de sécurité. Donc, lorsqu'un potentiel d'instabilité est identifié selon un mode de rupture donné, il peut être judicieux de quantifier ce potentiel d'instabilité par un facteur de sécurité.



**Figure. II.15.** Analyse cinématique pour une fosse à ciel ouvert, tirée de Wyllie et Mah, 2004, d'après Hoek et Bray, 1981

### II.9. Calcul du coefficient de sécurité ( $F_s$ )

Diverses méthodes sont utilisées pour calculer et obtenir une surface critique et un facteur de sécurité lors d'une analyse de stabilité réalisée par modélisation numérique. Parmi ces méthodes, il y a la méthode de l'augmentation de la gravité (Li et al, 2009) qui est passablement peu utilisée.

La méthode de la réduction de la résistance au cisaillement (**Shear Strength Reduction** « **SSR** ») est quant à elle bien plus couramment utilisée et acceptée. Si le critère de Mohr-Coulomb est utilisé et que le facteur de sécurité est supérieur à 1.0, elle consiste à réduire la résistance au cisaillement, soit l'angle de frottement interne et la cohésion de la roche intacte ou des discontinuités, jusqu'à ce que la rupture survienne. L'inverse est fait, c'est-à-dire que lorsque le facteur de sécurité est inférieur à 1.0, la résistance au cisaillement est augmentée

jusqu'à l'équilibre. Ainsi, pour identifier le facteur de sécurité, les équations II.42 et II.43 sont utilisées.

Plusieurs logiciels comme FLAC d'Itasca, observent les forces en déséquilibre dans le modèle après un certain nombre d'itérations qui rend le système stable quand aucune rupture ne se produit. Si après toutes ces itérations les forces en déséquilibre sont plus grandes qu'un certain seuil, c'est alors qu'une portion du massif est instable (Itasca Consulting Group, 2016b). Ensuite, plusieurs itérations sont normalement requises pour circonscrire la valeur du facteur de sécurité caractérisant la limite entre le cas stable et instable.

Concrètement, le facteur de sécurité représente la valeur de réduction des résistances au cisaillement pour lesquelles une soudaine augmentation des déplacements est obtenue.

$$C_{simulé} = \frac{C}{F_s} \quad (\text{II. 42})$$

$$\varphi_{simulé} = \arctan\left(\frac{\tan\varphi}{F_s}\right) \quad (\text{II. 43})$$

Pour utiliser ces équations, le critère de rupture de la roche ou des discontinuités doit être le critère de Mohr-Coulomb avec ou sans de restriction en tension. Ce critère de rupture est couramment utilisé, car il est linéaire ce qui accélère grandement les temps de calcul. Par contre, des critères non linéaires tels que celui de Hoek et Brown (Hoek, 1990) représentent mieux le comportement réel de la roche. Ainsi, les plus récentes versions de logiciels tels que FLAC et Phase2 permettent d'utiliser ce critère et d'autres critères non linéaires dans le calcul du facteur de sécurité.

Une approche a été développée pour faire un compromis entre le critère de rupture de Hoek et Brown, qui est plus précis et le critère de Mohr-Coulomb sans ralentir le temps de calcul. Cette approche consiste à approximer les paramètres de Mohr-Coulomb en ajustant le mieux possible la droite associée à ce critère à la courbe du critère de Hoek et Brown (Hammah et al., 2004).

Les propriétés découlant de cette relation sont ensuite utilisées pour décrire les matériaux. Puis, la méthode traditionnelle de la réduction de la résistance au cisaillement est utilisée normalement. Cette approche est notamment très utile pour de faibles pressions de confinement.

## II.10. Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les concepts généraux des facteurs qui contrôlent la conception et la stabilité du talus minières. L'importance des discontinuités dans l'analyse de la stabilité des pentes minières qui s'explique par l'existence des différents mécanismes de rupture a été soulevée. En suite les différentes méthodes de calcul de stabilité de talus ont été détaillées dans ce chapitre.

Le facteur de sécurité moyen et la probabilité de rupture associée à une distribution de facteurs de sécurité peuvent être utilisés afin d'établir des critères de conception permettant de juger si un design est acceptable.

Les principales méthodes utilisées dans l'analyse de stabilité des pentes à ciel ouvert avec leurs différentes hypothèses ont été détaillées. La méthode analytique et empirique et l'analyse cinématique seront utilisées pour l'analyse de la stabilité de la carrière de Chouf-Ammar.

Une attention particulière sera accordée à la méthode des éléments finis que nous employons dans le cadre de cette thèse pour établir une validation numérique des résultats trouvés à partir des méthodes d'équilibre limites par Silde qui seront l'objet du dernier chapitre. Ces méthodes possèdent toutes des avantages et des limitations qui dictent leurs utilisations. De par leurs limitations, dans l'hypothèse des mouvements du corps rigide, la déformation à l'intérieur du massif glissant est complètement ignorée.

L'observation des modes de rupture dans les pentes de grande échelle montre que ceci est une sur-simplification, étant donné l'importance des contraintes normales le long de la surface de rupture dans les méthodes d'équilibre limite. Ces types d'erreurs peuvent mener à des résultats loin de la réalité en termes de champs des contraintes. De plus, une autre limitation des méthodes d'équilibre limite est que la surface de rupture doit être connue d'avance.

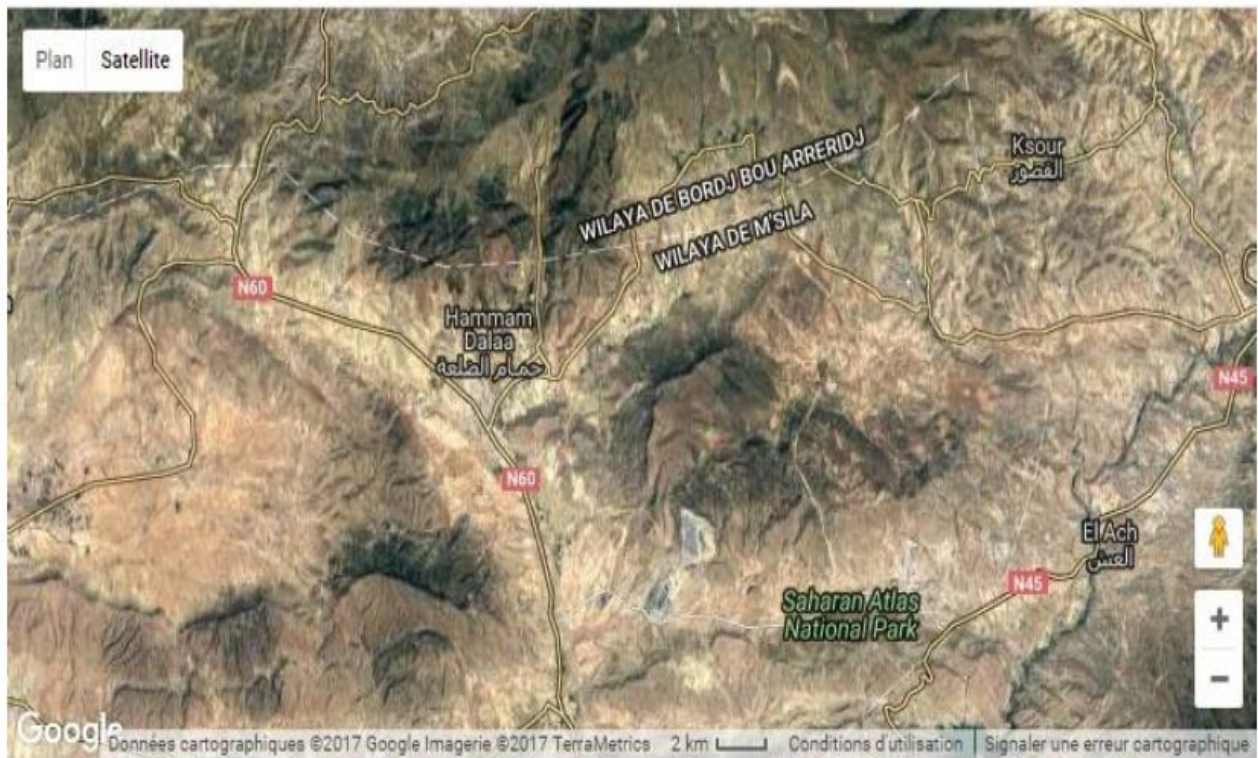
Les méthodes numériques ont connu un large champ d'utilisation, dans l'analyse de stabilité de pentes à ciel ouvert (mines/ carrières) et dans le domaine de la géotechnique, au cours de ces dernières années. Ces méthodes permettent une bonne appréciation du comportement des versants instables, parmi elles, la méthode des éléments finis (*Phase2*) seront utilisée pour l'analyse du comportement du versant de Chouf-Ammar.

## CHAPIRE III. Caractérisation des massifs rocheux du site de Chouf-Ammar

### III.1.Généralités sur la région d'étude

#### III.1.1.Historique

La wilaya de M'sila est située dans la partie Centre-Est du pays, soit à 250 km au sud-est de la capitale Alger ; elle est limitée par les wilayas de Bouira et Bordj Bou Arréridj au nord, Batna à l'est, Biskra au sud-est, Djelfa et Médéa à l'ouest. S'étendant sur une superficie de 20 000 km<sup>2</sup>, elle comprend des aires géographiques variées : massif des Bibans et monts du Hodhna au nord, dépression du chott El-Hodna au centre et l'Atlas saharien dans sa partie méridionale ; la localité de Hammam Dalaa, lieu de situation du cimenterie, est une daïra relevant de la wilaya de M'sila, située aux confins nord de celle-ci, à la lisière occidentale de la chaîne du Hodhna, plus précisément à 50 km au sud de la localité d'El M'hir et 25 km au nord-ouest du chef-lieu.

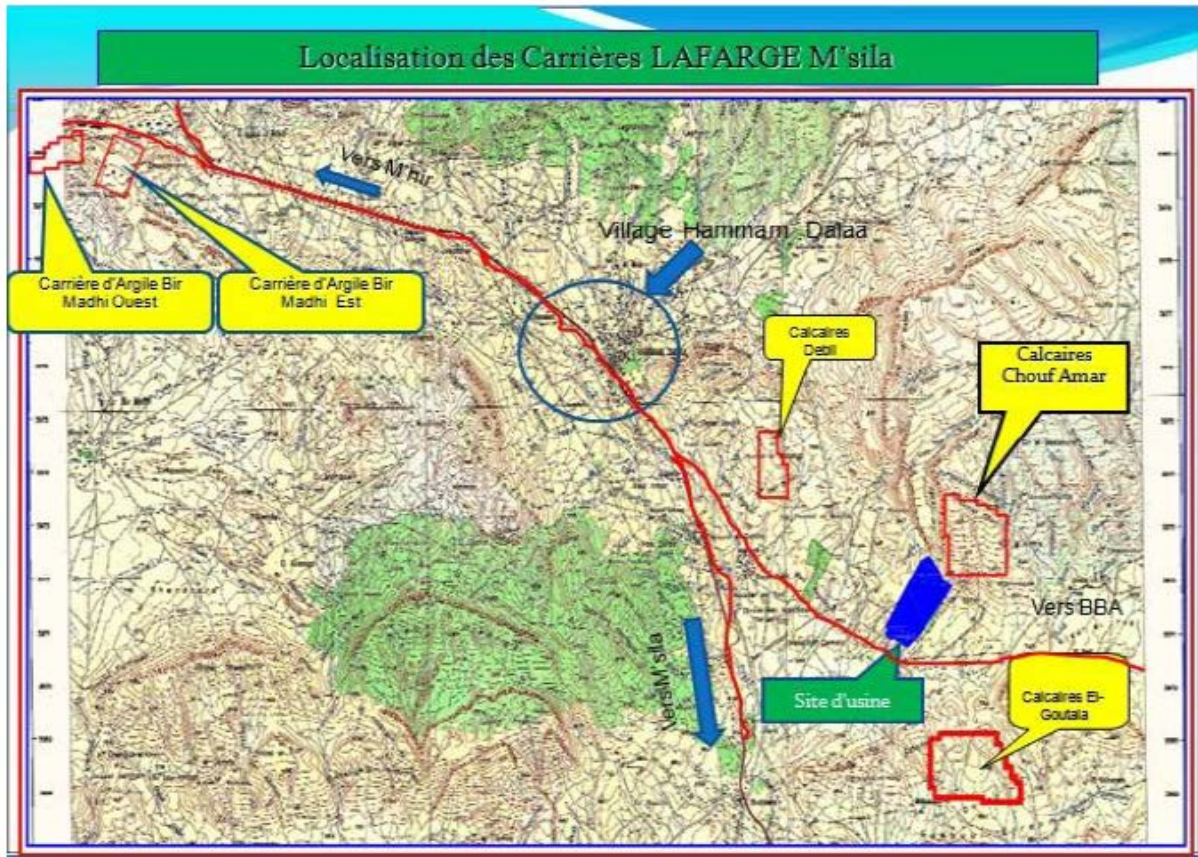


**Figure. III.1.** Photo par Google Earth de la région de Hammam Dalaa (Rapport géologique actualisé septembre ,2015. Gisement de calcaire pour ciment 'Chouf Ammar'- w. M'sila).

#### III.1.2.Gisement de calcaire de Chouf-Ammar

Le gisement de calcaire de Chouf Ammar est l'un parmi 5 gisements qui font partie de l'entreprise LCM et pratiquement le plus grand. la situation des cinq

carrières par rapport à l’usine de traitement et par rapport à la commune de hammam dalaa est illustrée dans la carte suivante :



**Figure. III.2.** Carte géologique régionale et situation des différentes carrières de LCM (Rapport géologique actualisé septembre ,2015. gisement de calcaire pour ciment ‘Chouf Ammar’- w. M’sila).

**III.1.3. La situation géographique et administrative du périmètre d’étude**

Il est situé à 08 km au sud-est de Hammam Dalaa, au lieu-dit Chouf Amar, soit à 2.5 km de la route, asphaltée en partie, menant vers la localité d’El Euch (BBA). Il est circonscrit dans un protéiforme de 12 points dont les coordonnées UTM, d’après la feuille n°140 et 141 au 1/50.000, sont les suivantes :

**Tableau. III.1.** Coordonnées Lambert (UTM) du gisement de Chouf Ammar (Rapport géologique).

coordonnées	A	B	C	D	E
X	658.435	659.220	659.650	659.725	658.500
Y	290.485	290.290	289.965	289.000	288.955
Superficie Totale : 159 ha					

Administrativement, le gisement de Chouf Ammar, de par sa situation géographique à cheval sur la limite territoriale de deux wilaya, relève des communes de Hammam Dalaa (M'sila) pour sa partie Ouest et d'El-Euch (Bordj Bou Arreridj) pour sa partie Est.



**Figure. III. 3.** Photo par Google Earth de la région du gisement Chouf-Ammar[ Google Earth]

L'exploitation des calcaires à la carrière de Chouf-Ammar (Wilaya de M'sila) est débutée en 2003 avec une capacité de production annuelle réalisée de 4.2 million de tonnes par an. Le gisement a été étudié en détail par le centre d'études et de services technologiques de l'industrie des matériaux de construction (CETIM) dans le cadre du projet "Cimenterie de Msila".

L'évaluation de réserve totale avant le début d'exploitation est estimée de 232 millions de tonnes avec une durée de vie de 50 ans, la planification de la cimenterie de hammam dalaa est basée essentiellement sur les prévisions d'amélioration les techniques d'exploitation et la qualité des produits pour satisfaire les besoins du marché.

Morphologiquement, le gisement de calcaire de Chouf Ammar fait partie d'un vaste massif étiré dans une direction longitudinale sur plus de 150 km. Localement, il se présente sous forme de deux compartiments monoclinaux bien distincts, d'une dénivelée moyenne de 250m, étirés dans une direction SNE-NSW (N 75°) sous un angle de pendage de 10 à 15° vers le SSE (N 170°) séparés par un talweg relativement profond et délimités par deux butes qui en constituent le limite méridionale.



**G. Le Plio-quaternaire de la plaine du Hodna :** Il débute par des niveaux continus de conglomérats grossiers et des calcaires lacustres puis d'une façon très hétérogène des lentilles conglomératiques gréseuses ou sableuses.

### III.1.5. Litho stratigraphie du gisement de calcaire de Chouf-Ammar

D'après les observations recueillies sur terrain et les résultats des études élaborées par différents auteurs sur la région, les affleurements participant à la couverture sédimentaire du gisement de calcaire de (Chouf-Ammar) sont attribués au crétacé supérieur, plus précisément à l'emschérien ; celui-ci comprend 03 termes principaux cumulant 200 m d'épaisseur et qui se superposent de haut en bas, selon la chronologie suivante :

#### A. Couche 1 (C1)

Cette Couche affleure sur tout le gisement, à l'exception de sa partie SW (Sondage A2, ExA1 et Ex-B). Conventionnellement, sa limite inférieure est fixée au toit d'une couche marneuse repérable dans tous les sondages sauf (Ex-A1, A2 et Ex-B1). Sa puissance maximale atteint 44,9m (sondage E2). Sur l'ensemble du gisement, la puissance moyenne de cette couche est de 24,56m .Elle est constituée de bancs de calcaire gris à gris sombre, dur, cristallin, localement fossilifère, séparés par de minces passées marneuses et admettant un banc de marne très riche en SO<sub>3</sub> ; Ce banc de marne dont l'épaisseur maximale est de 4,9m (moyenne de 2,9m) a une teneur moyenne en CaO de 20% et en S03 de 2%. Son influence est considérable sur la teneur en CaO et SO<sub>3</sub> de la couche C1.

#### B. Couche 2 (C2)

Cette couche affleure dans les parties W et SW ; Sa limite inférieure est fixée au toit de la couche calcaire C3. Sa puissance moyenne sur l'ensemble du gisement est de 29,6m.

Elle est constituée d'une série de bancs de calcaire gris sombre, marneux localement noduleux, souvent fossilifère, intercalant de fines passées marneuses et surmonté par un banc marno-calcaire assez riche en SO<sub>3</sub>. Ce banc dont l'épaisseur moyenne est de 1,2m a une teneur en CaO de 33,70 % et SO<sub>3</sub>de 2,0%. Son influence sur les teneurs en CaO et SO<sub>3</sub> de la couche est faible à cause de puissance réduite.

#### C. Couche 3 (C3)

Elle forme la partie inférieure et sa limite inférieure est fixée au toit de la série marneuse inférieure (couche C4). Sa puissance varie de 9.2 m (Ex.A1) à 20.8 m (C.2) mais cette dernière valeur pourrait être due aux failles qui affectent cette zone car en moyenne, sur l'ensemble du gisement, la puissance n'est que de 16.05 m.

Elle est constituée de calcaire gris clair à blanchâtre, compact, dur, cristallin, relativement massif, légèrement fossilifère. Sa puissance varie de 9,20m (sondage Ex-A1) à 17,90m (sondage B7) avec une moyenne de 16m. Cette couche est d'une régularité et d'une homogénéité remarquable. Le taux en SO<sub>3</sub> est relativement faible

(0,41%) et en CaO est élevé (51,46%) avec un coefficient de variation inférieur à 3%, dénotant une distribution extrêmement régulière.

### **III.1.6.Géologie du gisement**

Les affleurements participant à la couverture sédimentaire du gisement de calcaire de Chouf-Ammar sont attribués, d'après les observations recueillies sur terrain et les résultats des études antérieures élaborées par différents auteurs sur la région, au crétacé supérieur plus précisément à l'emschérien. Celui-ci comprend trois termes principaux cumulant 200m d'épaisseur et qui se superposent selon la chronologie suivante :

A la base, juste au-dessus des calcaires dolomitiques du turonien, repose une assise essentiellement marneuse d'une épaisseur de 70m environ, constituée de marnes grisâtres avec des intercalations de marno- calcaires gris et noduleux, de calcaires gris souvent marneux, et de lumachelles d'huîtres.

Ce terme, daté du coniacien inférieur d'après son contenu faunistique, est surmonté sur une puissance variant de 60 à 80 m par une formation constituée de calcaires gris sombre, bleuâtres et blanchâtres, bioclastiques, en bancs bien lités ou massifs, compacts, localement parcourus de fissures tapissées de matière organique pigmentée de pyrite avec intercalations de minces niveaux de marnes grisâtres localement verdâtres ou blanchâtres.

Au-dessus de cette formation essentiellement calcaire, qui pourrait être attribuée à la majeure partie du coniacien supérieur et constituant l'assise utile du gisement de Chouf-Ammar, repose une série marno-calcaire de 100 m d'épaisseur. Elle comprend une alternance régulière, généralement en bancs peu puissants de marnes grisâtres, marno-calcaires gris et noduleux, calcaires marneux organogènes, calcaires organogènes spathiques parfois micro conglomératiques ou oolithiques et de lumachelles à huîtres.

Dans cette alternance cantonnée à la lisière sud du gisement et correspondant probablement au coniacien terminal, il a été impossible de différencier le santorien du coniacien.

#### **a) Hydrographie**

Il n'y a pas de cours d'eau important dans la zone du gisement. Le cours d'eau principal dans la région est l'Oued Ksob situé à l'Est de la région et sur le cours duquel a été érigé le barrage de même nom. Dans la zone d'étude, l'hydrographie est représentée par un système dendritique dense de ravinement du flanc Sud des monts du Hodna.

#### **b) Hydrogéologie**

Compte tenu de leur position topographique sur les parties sommitales de reliefs, leur inclinaison vers le Sud, les calcaires du gisement de Chouf-Ammar ne peuvent pas constituer un réservoir propice à accueillir un aquifère, ceci et étagé par l'absence du moindre suintement d'eau à la base des calcaires, notamment le long

des falaises, et les pertes totales d'eau enregistrées au cours de la réalisation des sondages de prospection.

Le prolongement des calcaires vers le sud, en profondeur sous la couverture marneuse du campanien. Présente des conditions similaires et peut constituer un aquifère pouvant donner un débit équivalent.

### **c) Structure et tectonique du gisement :**

Le gisement de calcaires de Chouf-Ammar est localisé dans la terminaison périclinale occidentale, fortement perturbée de l'anticlinorium des monts du Hodna plus précisément à la limite orientale du petit bassin d'effondrement de Doukkara engendré lors de la phase orogénique pyrénéenne (oligocène) et envahi par la transgression du miocène inférieur.

Localement le gisement Chouf-Ammar, il se présente sous forme d'un monoclinale de direction longitudinale gisant sous un pendage de 10 à 15 degrés plongeant vers le SSE.

Sur le plan tectonique de ce gisement une faille orientée NO-SE scinde le gisement en deux secteurs (Secteur Ouest ou secteur I et secteur Est ou secteur II).

Le secteur Est serait exempt d'accidents tectoniques. Par contre au secteur Ouest trois accidents tectoniques sont reconnus sur la carte géologique N°141 de Tarmount :

- Une faille normale très évidente affecte sa partie sommitale en engendrant un rejet vertical de 30 à 40m et longe ses limites septentrionale et orientale.
- une faille située en zone Sud-Ouest (Niveau 840) avec une orientation NO-SE parallèle aux courbes de niveau.
- une faille au Nord avec une direction SE-NO, sub-transversale aux courbes de niveau du niveau 940 au niveau 1040.

Au cours d'exploitation et l'avancement des travaux vers la partie sommitale, on peut engendrés plusieurs failles et des cassures, des microfissures, ils sont illustrent sur une carte structurale.

Un accident cassant accompagné de failles secondaires affecte et perturbe la partie sud- ouest du gisement. Il s'agirait d'une faille normale de direction Est-Ouest qui semble affecter le terme calcaire avec un rejet vertical de plus de 25m qui a engendré la surélévation du monticule délimitant le gisement dans sa partie sud-ouest.

D'autres accidents cassants de moindre importance, affectent sans rejets notables la corniche calcaire qui longe le gisement dans sa partie occidentale.

Par ailleurs l'étude des données lithologiques et chimiques fait ressortir l'existence d'un accident tectonique probable orienté NW-SE qui scinde littéralement le gisement en deux compartiments ouest et est (secteur I et II). Son rejet, faible dans la partie NW augmente jusqu'à atteindre et dépasser 40 m. au SE.

Cet accident a été établi d'après les corrélations lithologiques et chimiques et son tracé sur carte suit une direction NW- SE en passant entre les sondages A-6, B-6, C-5 d'une part et A-5, B-5 et C-4 d'autre part.

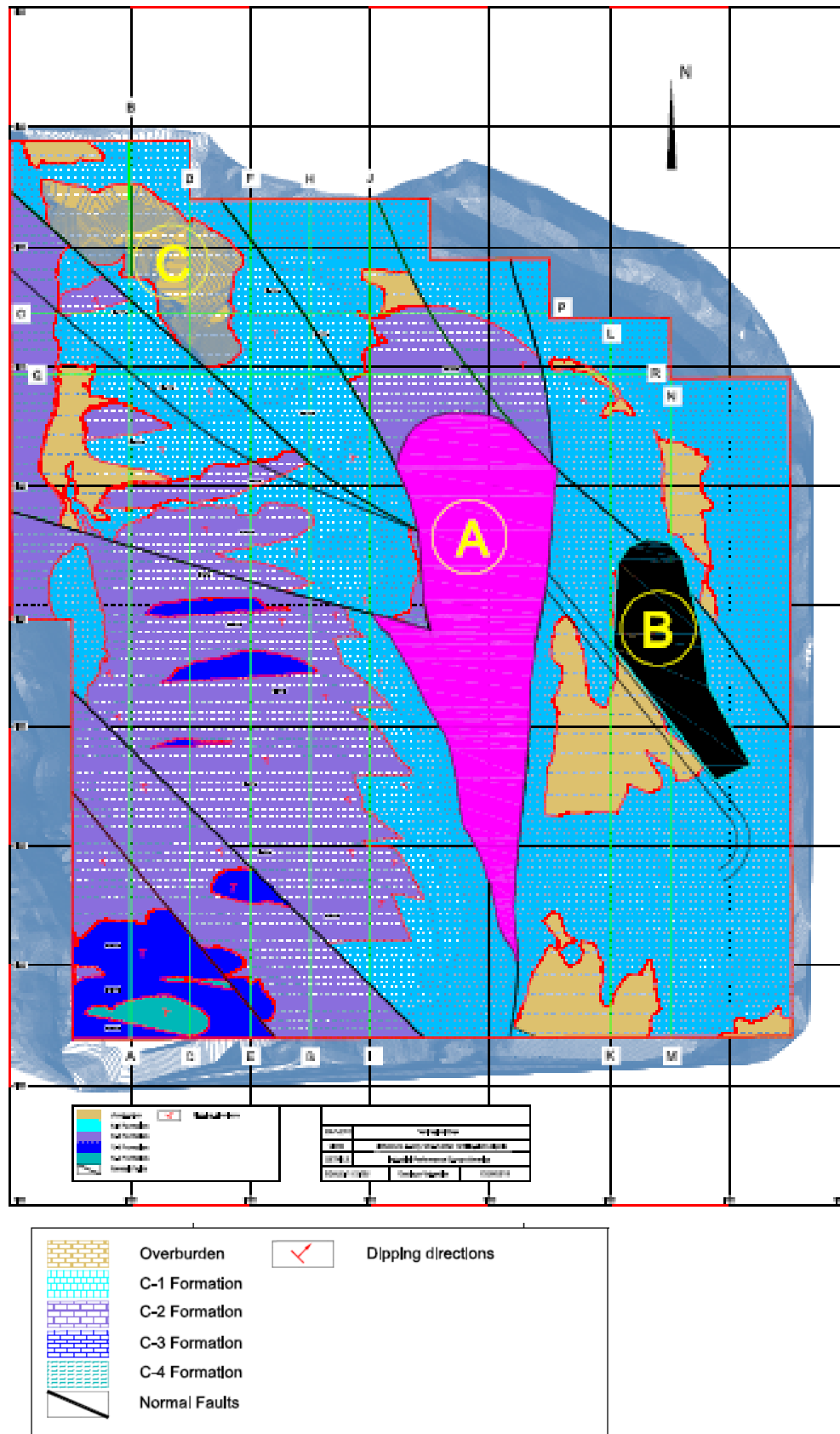
A partir du sondage C-4 qui traversé le plan de faille à 30 m de profondeur, son tracé s'incurve pour prendre une direction N-S et rejoindre l'accident est-ouest décrit précédemment.

L'état actuel des connaissances de la structure du gisement ne permet pas d'établir avec certitude la position, la nature et les paramètres des accidents. Une étude complémentaire, plus affinée est nécessaire. En attendant les résultats de cette étude, on a distingué deux secteurs Ouest (I) et Est (II).

A l'intérieur du secteur I, la zone Sud-ouest paraît très perturbée. Il n'est pas possible cependant de subdiviser ce secteur car les données deviendraient insuffisantes pour tout traitement statistique ou géostatistique.

Dans les deux secteurs, les couches gisent en monoclinale douce sous un pendage d'environ 10 à 12° SSE.

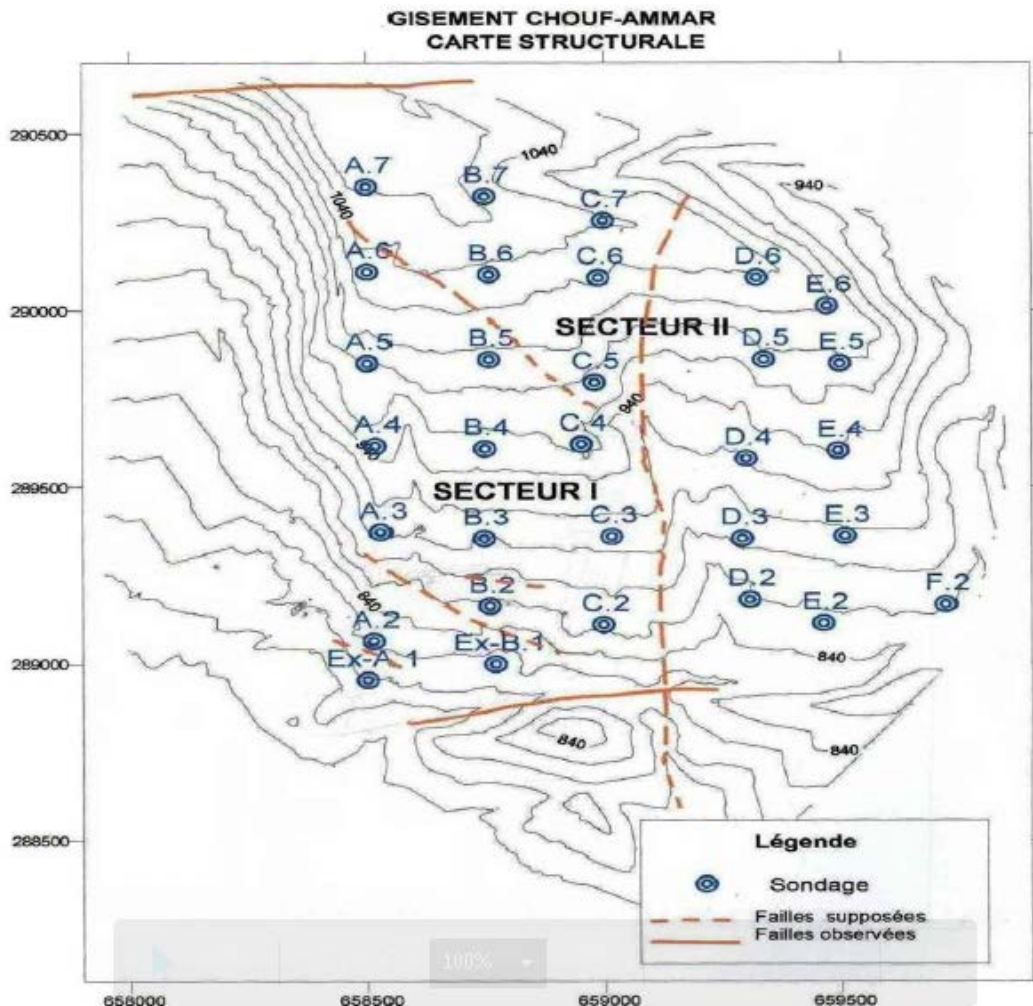
La figure ci-dessous montre la structure de gisement telle qu'elle a été estimée avec les données disponibles.



**Figure.III.5.** Carte structurale de la carrière Chouf Ammar (Rapport géologique actualisé septembre ,2015. gisement de calcaire pour ciment ‘Chouf-Ammar’- w. M’ sila).

### III.2. Méthodologie et volume des travaux

Afin d'estimer la totalité des réserves requises pour la satisfaction des besoins du projet, le gisement de calcaire de Chouf Amar a été prospecté au moyen de 31 sondages répartis sur cinq (05) profils (A.-A', B.-B', C.-C', D.-D', E.-E') de direction nord-sud et disposés selon une maille régulière de 250\*250 m.



**Figure III. 6.** Carte structurale et schéma d'implantation des sondages de prospection (Rapport géologique actualisé septembre ,2015. gisement de calcaire pour ciment 'Chouf Ammar'- w. M'sila).

Au total, 31 sondages totalisant 2223.45 ml ont été réalisés lors de cette étude détaillée, au quelle s'ajoute 05 autres sondages de 600 ml chacun en phase préliminaire, ainsi que la radialisation 08 sondages de 648.60m en phase complémentaire.

Les sondages ont été réalisés au moyen d'une garniture de type wireline dotée de carottiers doubles avec des diamètres intérieurs initiales de 96mm sur les trois premiers mètres et final de 63 mm jusqu'à la fin du trou.

Le taux de récupération moyen relevé sur l'ensemble des sondages dépasse les 85%. Chaque sondage a fait l'objet, au préalable, d'une description lithologique suivi de prélèvement d'échantillons selon un pas variant de 0.5 à 5.0m le long de toute la profondeur.

Cette dernière opération a consisté en la découpe à la tronçonneuse de la carotte extraite en deux parties égales dont l'une est stockée en qualité d'échantillon témoin et l'autre prélevée et soumise à des analyses chimiques et essais de laboratoire.

Pour une meilleure connaissance des caractéristiques géochimiques, pétrographiques et physiques des calcaires de l'assise utile, les analyses et essais suivants ont été réalisés au laboratoire du CETIM :

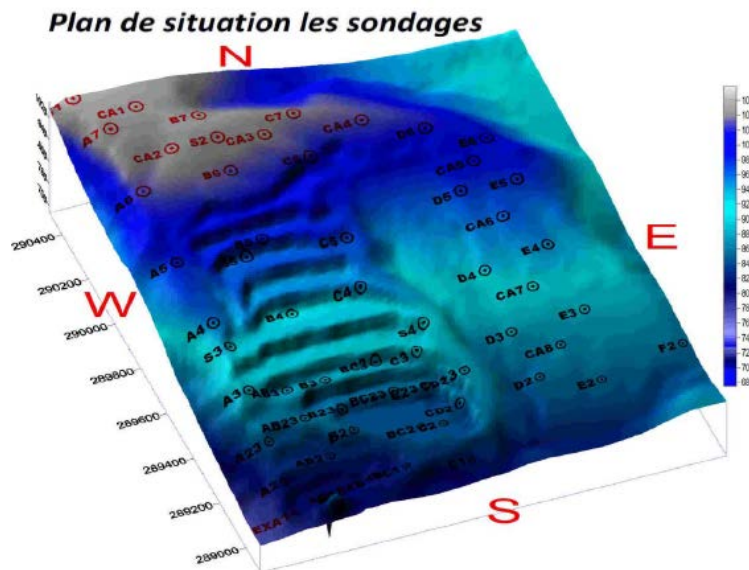
- o Analyses chimiques des éléments SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, CaO, MgO, K<sub>2</sub>O, Na<sub>2</sub>O, TiO<sub>2</sub>, P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> au moyen de l'efflorescence X.
- o Détermination de la perte au feu par gravimétrie à 1000°C pendant 1H.
- o Détermination du chlore par potentiométrie.
- o Détermination du titre par la méthode volumétrique.
- o Analyse chimique du SO<sub>3</sub> au moyen du Lecco.

Les analyses chimiques ont porté sur 746 échantillons de calcaire dont 212 en phase préliminaire et 534 en phase détaillée, 149 échantillons en phase complémentaire.

Quatre (04) analyses pétrographiques et 129 essais physiques durant la phase détaillé et préliminaire.

Cinq (05) analyses pétrographiques et essais physiques en phase complémentaire ont été également réalisés sur les calcaires de Chouf-Ammar.

Par ailleurs un plan topographique au 1/1000 a été établi sur une superficie totale de 260 ha avec rattachement des points de sondages et pistes d'accès



**Figure.III.7.** Plan topographique de la carrière et localisation des sondages (rapport géologique Lafarge).

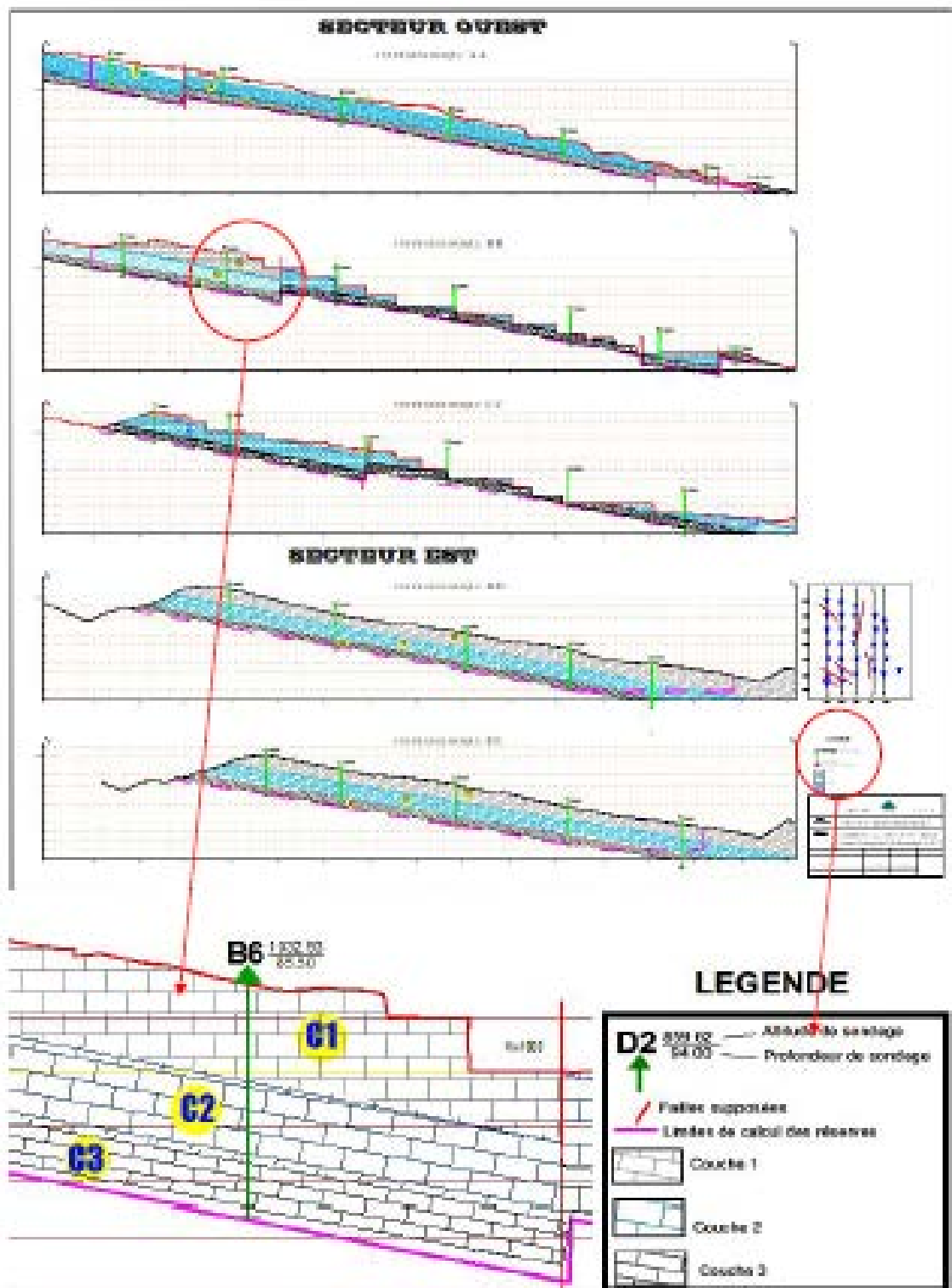


Figure.III.8. Coupes géologiques NORD-SUD dans le gisement de Chouf-Ammar (rapport géologique Lafarge).

**III.3. Calcul des réserves****III.3.1. Réserves nécessaires**

Partant de la capacité de production projetée (3.600.000 tonnes de clinker/an), des proportions des différentes matières premières entrant le cru et de leurs pertes au feu respectives, les réserves nécessaires en matières premières du projet sont évaluées comme suit :

La production d'une tonne de clinker dans le cas de la variante la plus optimiste (Calcaire Chouf Ammar + argile Bir Madhi + sable + minerai de fer) nécessite les quantités de matières suivantes :

- 1.23 tonnes de calcaire).
- 0.27 tonnes d'argile.
- 0.02 tonnes de minerais de fer.
- 0.01 tonnes de sable.

Par conséquent, pour une durée de vie de 50 an, il faut donc garantir pour le projet cimenterie de M'sila un minimum de :

- 221.400.000 tonnes de calcaire
- 48.600.000 tonnes d'argile
- 3.600.000 tonnes de minerais de fer
- 1.800.000 tonnes de sable.
- 

**III.3.2. Méthodes et paramètres de calcul des réserves**

Compte tenu de la structure relativement complexe du gisement de calcaire et de son hétérogénéité et de la distribution aléatoire des éléments nocifs ( $SO_3$ ), les réserves de matière premières ont été estimées en catégorie **C-1** (probables).

Trois méthodes d'estimation ont été utilisées pour l'évaluation des réserves en calcaire du gisement dont le contour passe avec une légère extrapolation par les sondages extérieurs : A7, B7, C7, D6, E6, F2, E2, ExB1, Ex A1, A7 et les limites inférieures correspondent au mur de la couche C3 et le niveau 800m.

**III.3.3. Réserves estimées**

**Tableau. III.2.** Calcul des réserves par la méthode des Blocs :

**Totales (C1+C2+C3)**

Secteur	Surface	Assise Utile			Quantité totale
		Epaisseur totale	Volume total	PV	
<b>I</b>	533 781	57.21	30 537 611	2.68	81 840 797
<b>II</b>	726 173	77.67	56 401 857	2.68	151 156 976
<b>I + II</b>		<b>69.52</b>	<b>86 939 468</b>	<b>2.68</b>	<b>232 997 774</b>

**Tableau. III. 3.** Calcul des réserves par Couches.

Secteur	C1		C2		C3	
	Ep.%	Q.T	Ep.%.	QT	Ep.%	QT
<b>I</b>	24.56	20 100 099	48.10	39 365 423	27.34	22 375 574
<b>II</b>	38.93	58 845 411	39.96	60 402 327	21.10	31 894 122
<b>I+II</b>	<b>34.35</b>	<b>78 945 510</b>	<b>42.55</b>	<b>99 767 750</b>	<b>23.09</b>	<b>54 269 696</b>
<b>GISEMENT</b>						<b>232 982 956</b>

**Tableau. III.4.** Calcul des réserves par la méthode des coupes.

Blocs	Surface coupes	Surface moyen	Distance entre coupes	Volume bloc	PV	Réserves/ Bloc
<b>A – A'</b>	66 050	76 562	247	18 910 814	2.68	50 680 981
<b>B – B'</b>	87 074	85 256.5	248	21 143 612	2.68	56 664 880
<b>C – C'</b>	83 439	85 589	304	26 019 056	2.68	69 731 070
<b>D – D'</b>	87 739	83 924.5	167	14 015 391	2.68	37 561 249
<b>E – E'</b>	80 110					
<b>Bloc Résiduel A-A'/A2-A2'</b>				3 923 252	2.68	10 514 315
<b>Bloc Résiduel E-A'/E2-E2'</b>				8 453 432	2.68	197 655 22
<b>GISEMENT</b>				<b>93 184 184</b>	<b>2.68</b>	<b>247 807 692</b>

Les réserves de calcaires estimées par la méthode des coupes géologiques sont évaluées à **247 807 692** tonnes. Le surplus ainsi un surplus de matières est dû principalement à l'extrapolation obtenue sur les blocs résiduels situés aux extrémités Est et Ouest du gisement.

### III.4. Caractérisation et traitement des données structurales des massifs rocheux de la carrière de Chouf-Ammar

#### III.4.1. Introduction

La masse rocheuse pour la carrière de Chouf-Ammar est généralement des calcaires massifs avec intercalation des marnes, où la matrice est composée par des blocs plus ou moins continus, le caractère le plus évident sur l'observation de ce massif rocheux, est la présence des surfaces des discontinuités d'aspects souvent géométriques diverses, ces discontinuités sont d'un point de vue mécanique, des surfaces qui n'assurent pas la continuité du massif

Pour les besoins de notre étude, nous avons dû récolter un certain nombre d'informations relatives aux roches constituant le talus (angle de frottement interne, cohésion ...etc.). Pour la marne, on a pu compter sur le laboratoire au niveau de

l'Ecole Nationale Supérieure des Mines et Métallurgie pour effectuer les essais nécessaires. Quant au calcaire, on a eu recours aux critères qu'on a pu voir dans le chapitre II à fin d'appliquer la méthode d'équilibre limite pour calculer le coefficient de sécurité Fs.

Les données nécessaires à l'analyse consistent en l'orientation du talus et les discontinuités ensembles ajoutés à l'angle de frottement associé. La valeur des paramètres mécaniques des discontinuités de Massif du Chouf Amar sont obtenus en utilisant (Roc-Data /Roc-science).

### III.4.2. Essais physico-mécaniques

Le calcul de la stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité des gradins.

Pour cela, il nécessite d'abord de déterminer les propriétés physico-mécaniques des roches au laboratoire, puis dans le massif rocheux.

Généralement les paramètres qu'on a besoin sur la marne (intercalation compté comme discontinuité) et le calcaire qui constitue les talus qu'on va étudier.

On a réalisé les essais nécessaires au niveau de laboratoire des mines à l'Ecole Nationale Supérieure des Mines et Métallurgie, néanmoins dans le cas du calcaire, on a appliqué les critères suivants :

- Estimation de la cohésion et l'angle de frottement interne à l'aide de critère Hoek-Brown du massif rocheux et le critère de Mohr Coulomb.

Hoek -brown (1980) proposé un critère empirique de la résistance de la masse rocheuse également disponible pour la masse rocheuse étroitement fracturés.

Pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne des échantillons, nous avons utilisé les résultats des essais (brésilien et de compression direct).

On utilise le critère Hoek-Brown du massif rocheux pour définir les propriétés de cisaillement interne se trouvant dans le massif rocheux, tel que :

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2} \quad (\text{III.1})$$

Où :

$\sigma_1$ : La contrainte maximale à la rupture au pic et  $\sigma_3$  la contrainte minimale à la rupture au pic.

$\sigma_c$ : La résistance à la compression uni-axiale de la sorcière de roche intacte à partir des blocs.

m et s : constantes dépend de la qualité de la masse rocheuse, une meilleure qualité du massif donne des m et s plus élevés, donc une résistance du massif plus grande. Quand le massif est dur et massif avec peu de joints.

Le critère peut être exprimé en cisaillement et la contrainte normale indique que :

$$\tau = A \sigma_c \left( \frac{\sigma_n}{\sigma_c} - T \right) \quad (\text{III.2})$$

$$T = \frac{1}{2} (m - \sqrt{m^2 + 4S}) \quad (\text{III.3})$$

A, B et T : constantes dépend à la qualité de masse rocheux, m et s définie à l'aide de critère de Hoek-Brown

### A. La marne

L'essai de cisaillement, qui est le plus courant pour l'obtention de l'angle de frottement interne et la cohésion, a été réalisé au niveau de laboratoire des mines. L'essai de cisaillement direct de la marne a été fait trois fois nécessitant à chaque fois trois échantillons. Les tableaux ci-dessous résument l'ensemble des résultats obtenus.

**Tableau. III.5.** Les résultats de l'essai de cisaillement direct sur la marne.

La cohésion (c) KPa	24.30
L'angle de frottement Interne $\Phi$ (°)	16.5
Masse volumique KN /m <sup>3</sup>	23
Module de Young E(MPa)	1
Coefficient de poisson (v)	0.25

### B. Calcaire

Les valeurs des paramètres mécaniques des discontinuités du massif de la carrière de Chouf-Ammar sont obtenues à l'aide du logiciel (ROCDATA de *Roc-science*) en utilisant des relations telles que celles proposées par (Barton et Bandis, 1990) ainsi que le tableau publié par (Barton, 1974) pour les discontinuités remplies et les matériaux de remplissage (Figure III.9).

Pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne des échantillons, nous avons utilisé les résultats des essais de compression direct.

A, B et T : constantes dépend de la qualité de masse rocheux ; m et s définie à l'aide de critère de Hoek-Brown (Tableau.III.6).

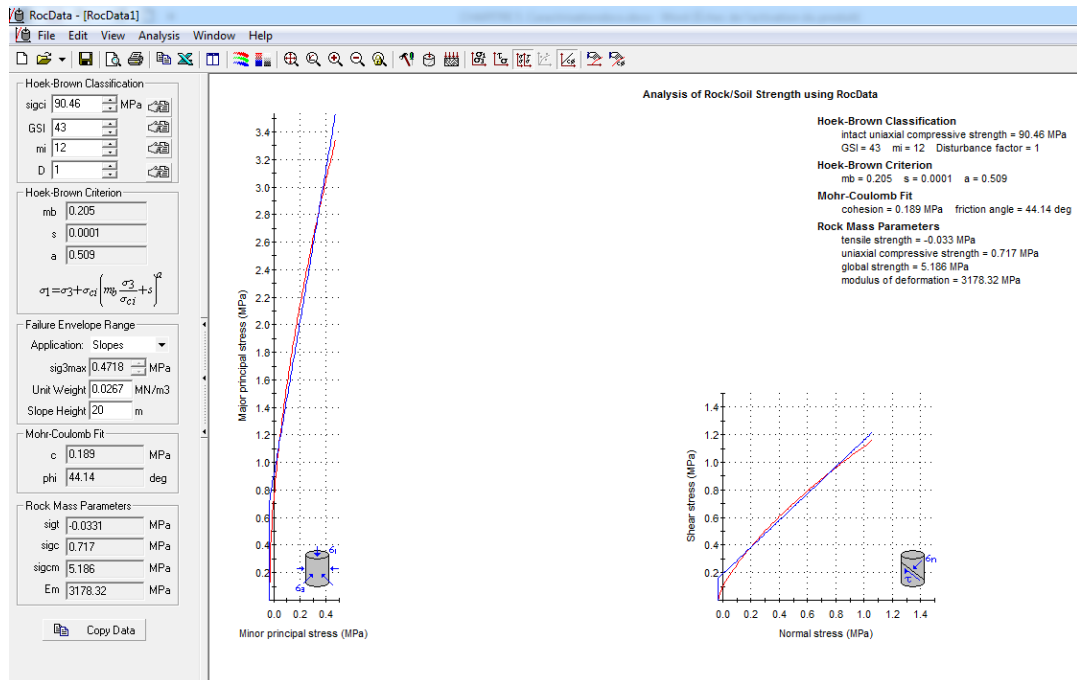


Figure. III.9. Les valeurs des paramètres mécaniques des discontinuités du massif de la carrière de Chouf-Ammar qui sont obtenues à l'aide du logiciel (ROCDATA de Roc-science)

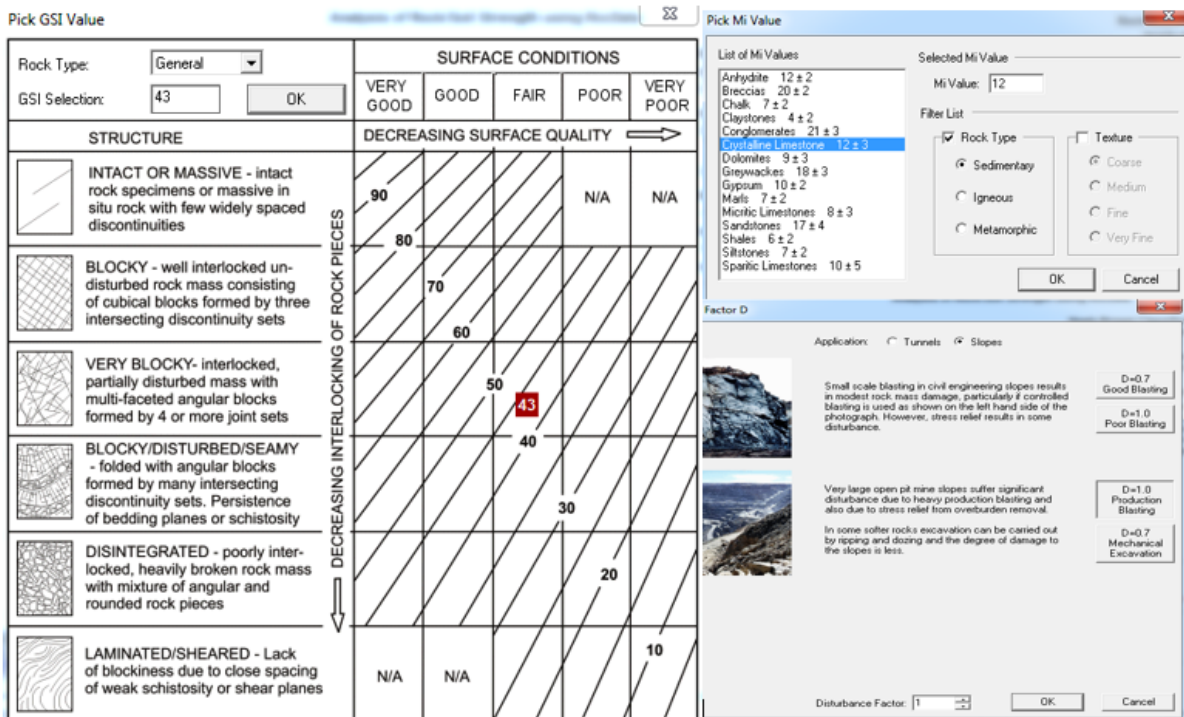


Figure. III.10. Constantes M, GSI et D définie à l'aide de critère de Hoek-Brown pour Roc Data.

**Tableau.III.6.** Les paramètres du massif rocheux d'après Hoek and Brown ; La cohésion et l'angle de frottement interne par la méthode d'estimation.

classification Hoek- Brown	Hoek- Brown	critère Hoek- Brown	Hoek- Brown	Moh-coulomb	
$\sigma_c$ (MPa)	90.46	mb	0.205	C (KPa)	21.6
GSI	43	s	0.001	$\Phi$ (°)	44.14
mi	12	a	0.509	E (MPa)	3178.32
D	1				

Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.7.** Les résultats de calculs sur l'échantillon intact du calcaire.

Application sur l'échantillon					
	Masse volumique KN /m <sup>3</sup>	Module de Young E(MPa)	Coefficient de poisson (v)	C (KPa)	$\Phi$ (°)
Couche 1 (C1)	26.7	27	0.3	500	26.7
Couche 2 (C2)		25		400	27
Couche 3 (C3)		22		350	27.2

**III.4.3. La vitesse et les 'accélérations maximale de déplacement des ondes (peak particle velocity, PPV)**

L'acquisition de données vibratoires passe par un enregistrement via un capteur sismique. Le principe de mesure repose sur la transformation du mouvement mécanique transmis par le sol en un signal électrique. C'est ce signal qui est enregistré et qui peut être traité.

Lors d'un tir, des enregistrements sismiques sont systématiquement réalisés au moyen d'un capteur, et conservés dans une base de données avec la position du capteur, sa distance par rapport au tir, la charge unitaire maximale, la localisation du tir. Dans la carrière Chouf

Amar nous constatons que :

- La distance et la localisation du tir n'est pas renseignée dans la base de données.
- Les vitesses notées dans la base de données sont les vitesses maximales enregistrées sur chacune de s trois voies : radiale, verticale et transversale.
- La charge unitaire n'est pas renseignée dans la base de données.
- Les enregistrements sismiques ont été effectués avec un capteur non scellé. Certains signaux présentent des amplifications dues vraisemblablement à un mauvais couplage entre le capteur et la structure.

Ces conditions d'enregistrement ne sont pas idéales, mais permettent tout de même une première approche sur l'influence des vibrations due au tir sur la construction la plus proche qui est l'installation de concassage.

Le tableau III.8 représente l'enregistrement de la vibration selon 3 composantes notées : Longitudinale (L), Transversale (T) ou radiale (R) et Verticale (L).

**Tableau. III.8.** Niveaux des vitesses et des 'accélérations maximales, extrait à partir des enregistrements via un capteur sismique (DELTA SEIS).

La distance de mesure	100 m	
Voie	Vitesse (mm/s)	Fréquence (Hz)
Radiale	6.1	7.2
Transverse	6.5	9.1
Verticale	7	14
L'accélération maximale ( $m/s^2$ )	0.62 (horizontal)	
	0.3 (vertical)	

### III.5. Collecte et traitement des données structurales de la carrière de Chouf-Amar

Le présent chapitre aborde avec détails les résultats de la génération et la validation du modèle de système de fractures du massif rocheux étudié, sur la base des données de terrain. Les principes de base de la validation du modèle de système de fractures, et les étapes successives pour le traitement de la base de données de discontinuités :

La première étape est consacrée à un travail de terrain. Elle permet l'acquisition des données, le long du front de taille de la carrière. La structure du massif du Chouf-Ammar est abordée de façon à déterminer d'une part les orientations des différentes familles de discontinuités et d'une autre part leurs espacements. Les discontinuités ont été mesurées systématiquement à partir de plusieurs lignes implantées sur chaque gradin du front de taille.

La méthode d'échantillonnage des faces rocheuses utilisée est celle des relevés par traverses usuels (Hadjigeorgiou, 1995), permettant d'amasser, pour chaque domaine lithologique, l'essentiel de l'information structurale nécessaire. Les relevés des caractéristiques de discontinuités ont été reportés sur un tableau spécialement conçu pour cette tâche. Un répertoire des azimuts et des pendages de discontinuités relevées sur l'ensemble du front de taille a été établi. Les relevés structuraux effectués sur le site de la carrière Chouf-Ammar permettent de décrire les caractéristiques physiques et géométriques des discontinuités.

#### III.5.1. Familles de discontinuités de la carrière de Chouf-Ammar

L'exploitation des données acquises lors de cette campagne constitue le second volet de notre travail. Cette étape tient compte de l'information obtenue à l'aide des relevés structuraux permettant ainsi de caractériser les principales familles de discontinuité (Priest, 1993 ; Martin,2000).

Les discontinuités relevées peuvent être représentées sur projections stéréographiques et différentes familles de discontinuités peuvent être identifiées et associées aux différents domaines lithologiques. Cette tâche est réalisée à l'aide du logiciel « **DIPS V.6.008** ».

La classification des discontinuités en familles, permet de déterminer leur ordre d'importance selon le pourcentage des discontinuités. La projection stéréographique, permet de donner les positions d'orientation et les pourcentages de répartition de chaque famille comme présentée dans les figures en dessous :

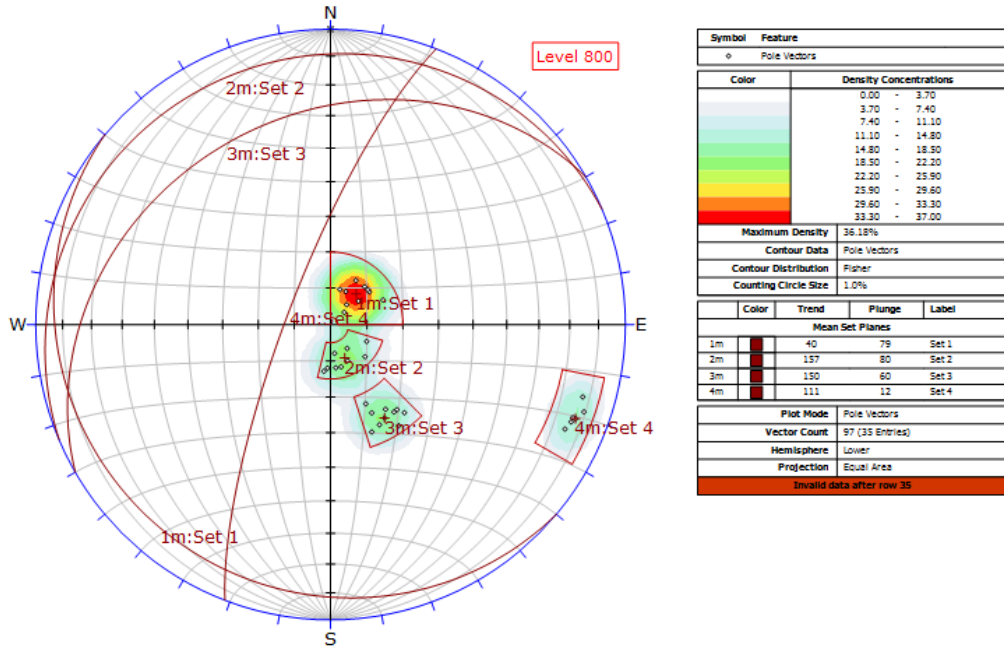


Figure. III.11. Les quatre familles de discontinuités pour le niveau 800 de la carrière de Chouf-Ammar.

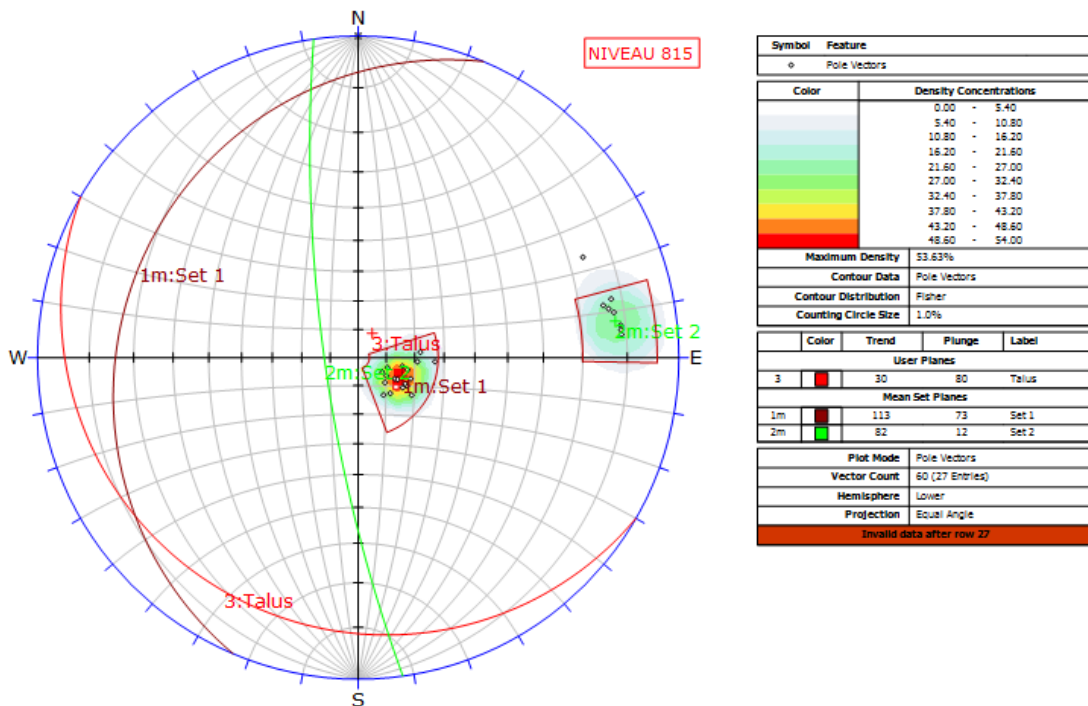


Figure. III.12. Les deux familles de discontinuités pour le niveau 815 de la carrière de Chouf Ammar.

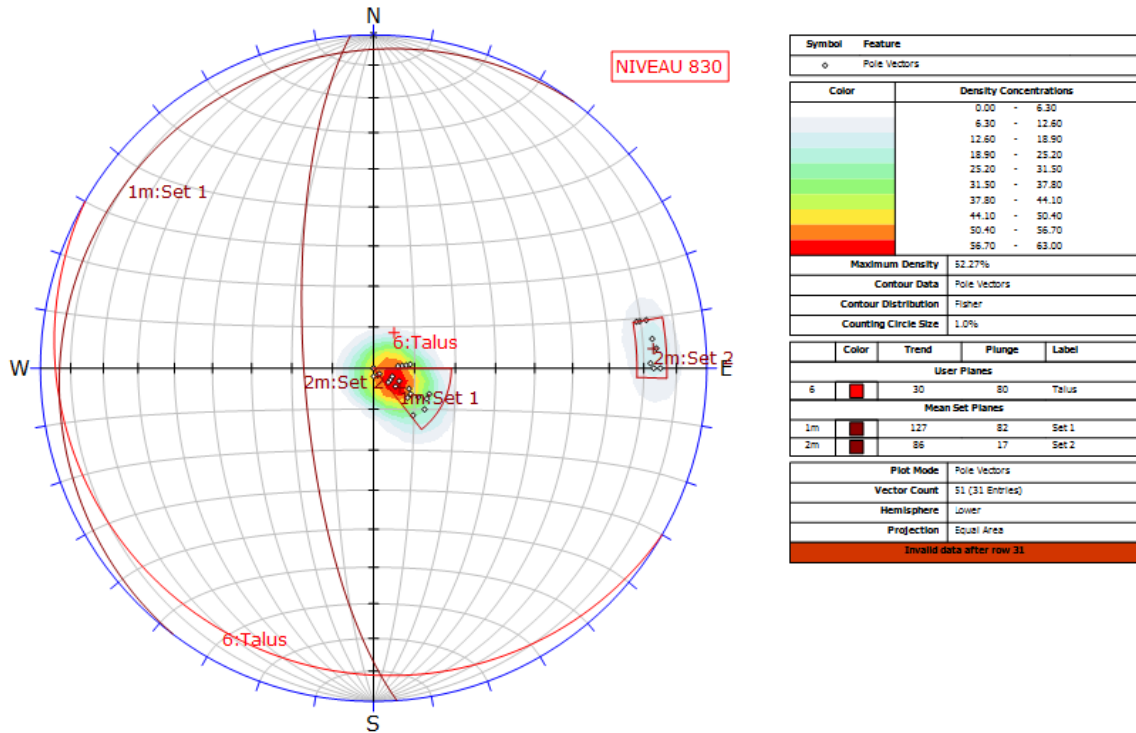


Figure. III.13. Les deux familles de discontinuités pour le niveau 830 de la carrière de Chouf Ammar.

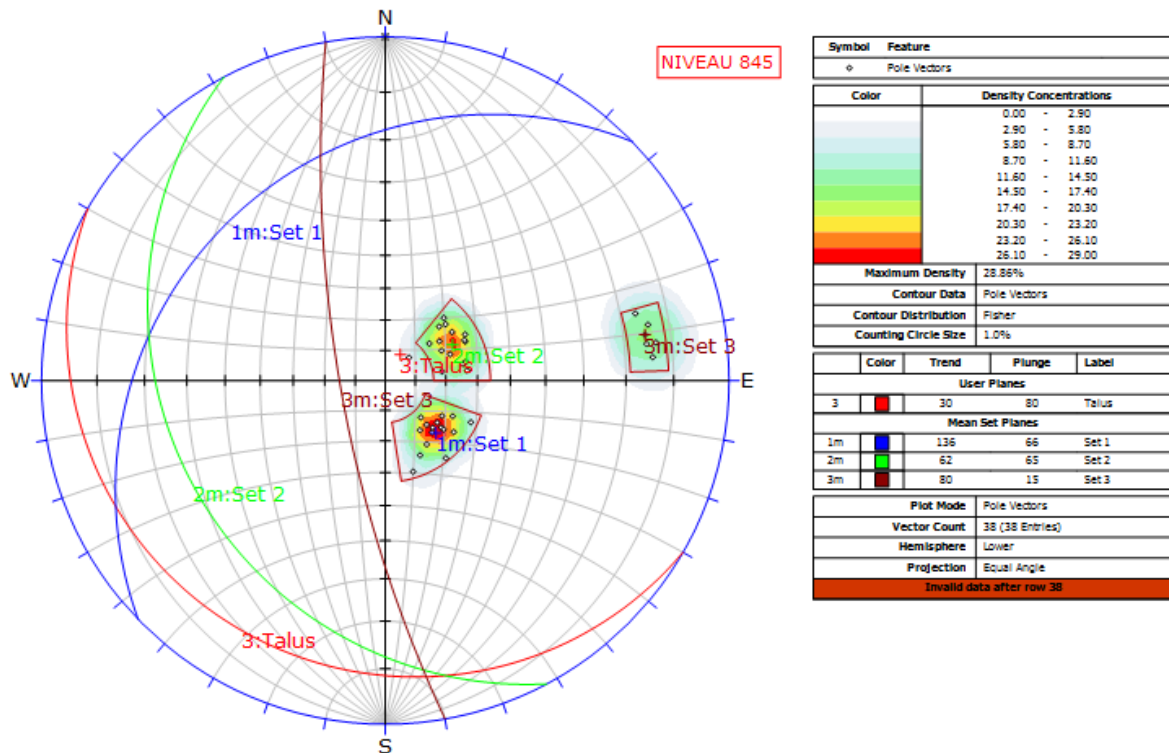


Figure. III.14. Les trois familles de discontinuités pour le niveau 845 de la carrière de Chouf Ammar.

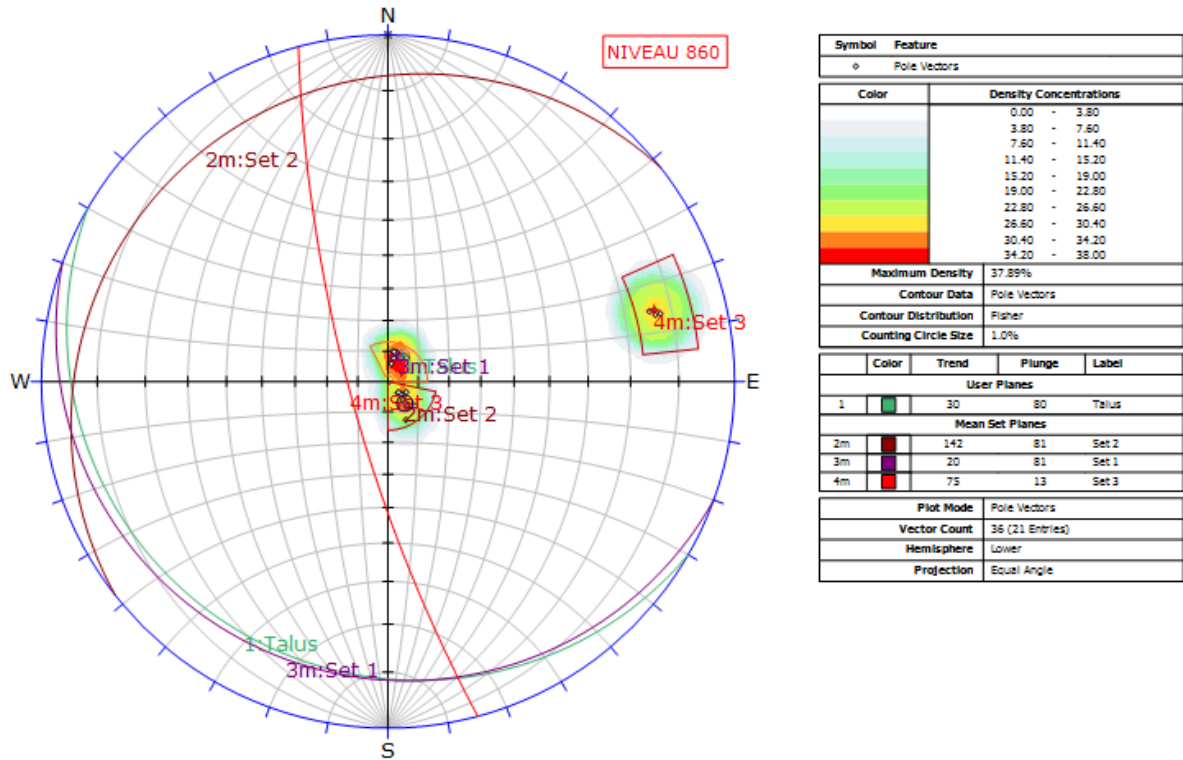


Figure. III.15. Les trois familles de discontinuités pour le niveau 860 de la carrière de Chouf Ammar.

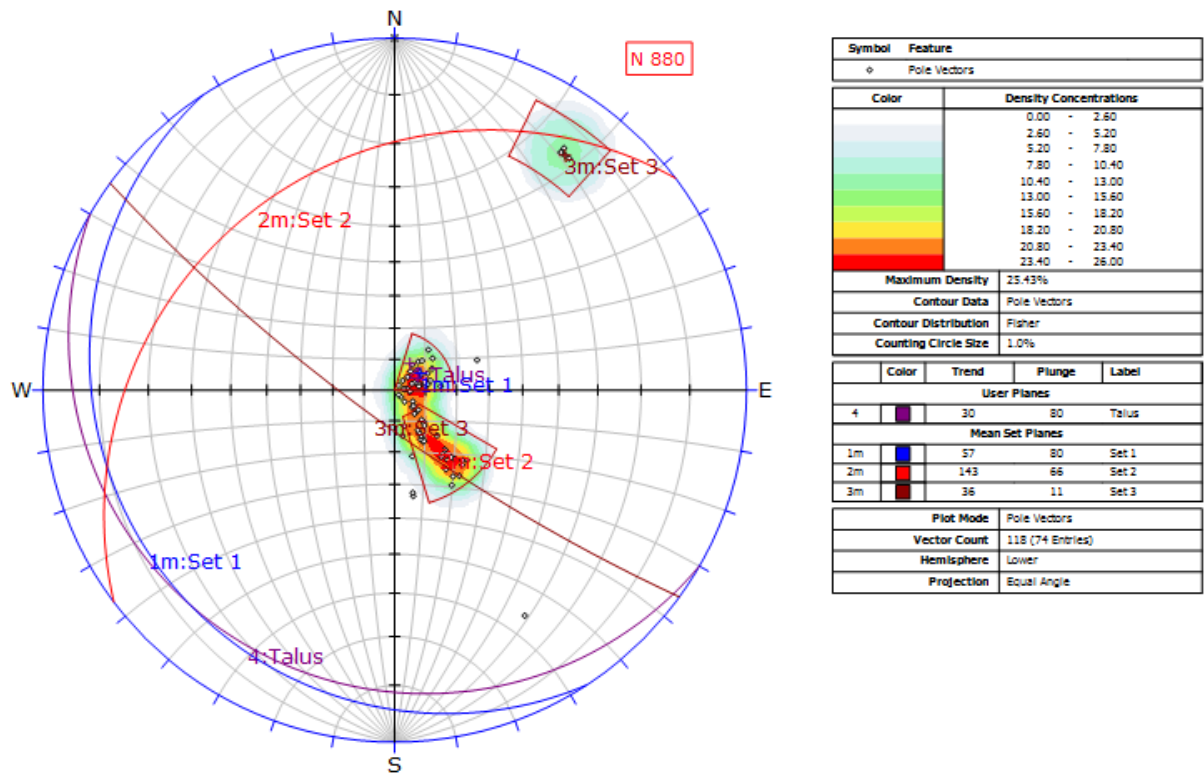


Figure. III.16. Les trois familles de discontinuités pour le niveau 880 de la carrière de Chouf Ammar.

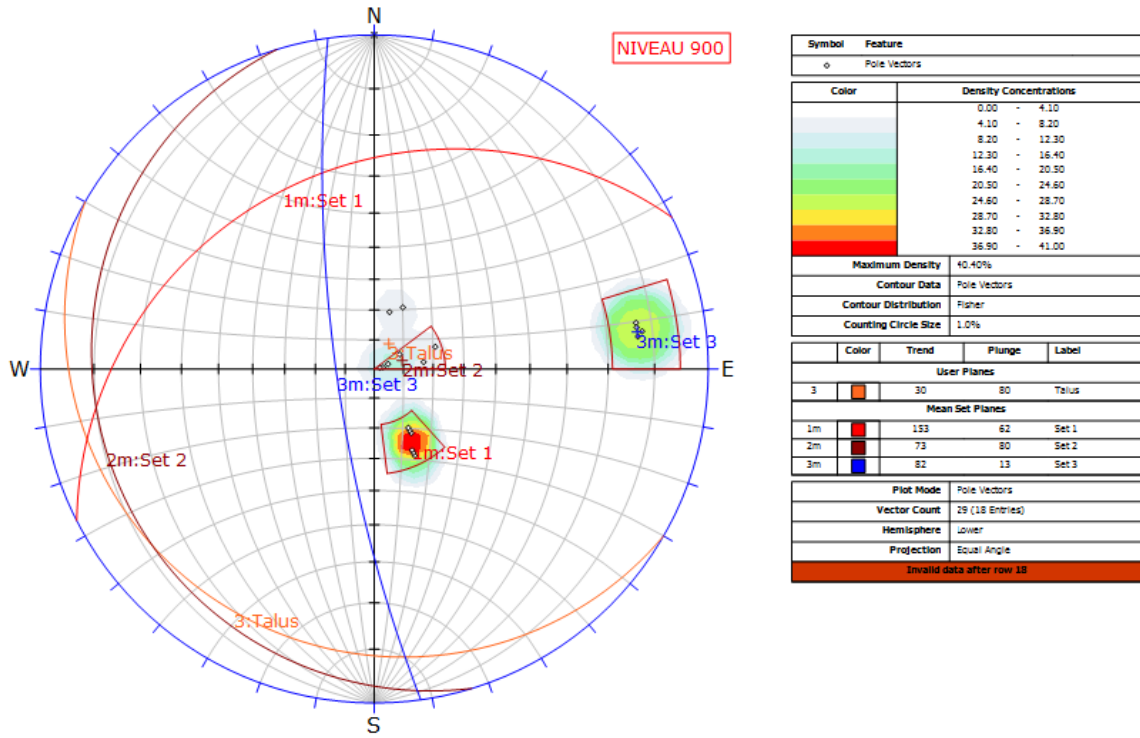


Figure. III.17. Les trois familles de discontinuités pour le niveau 900 de la carrière de Chouf Ammar.

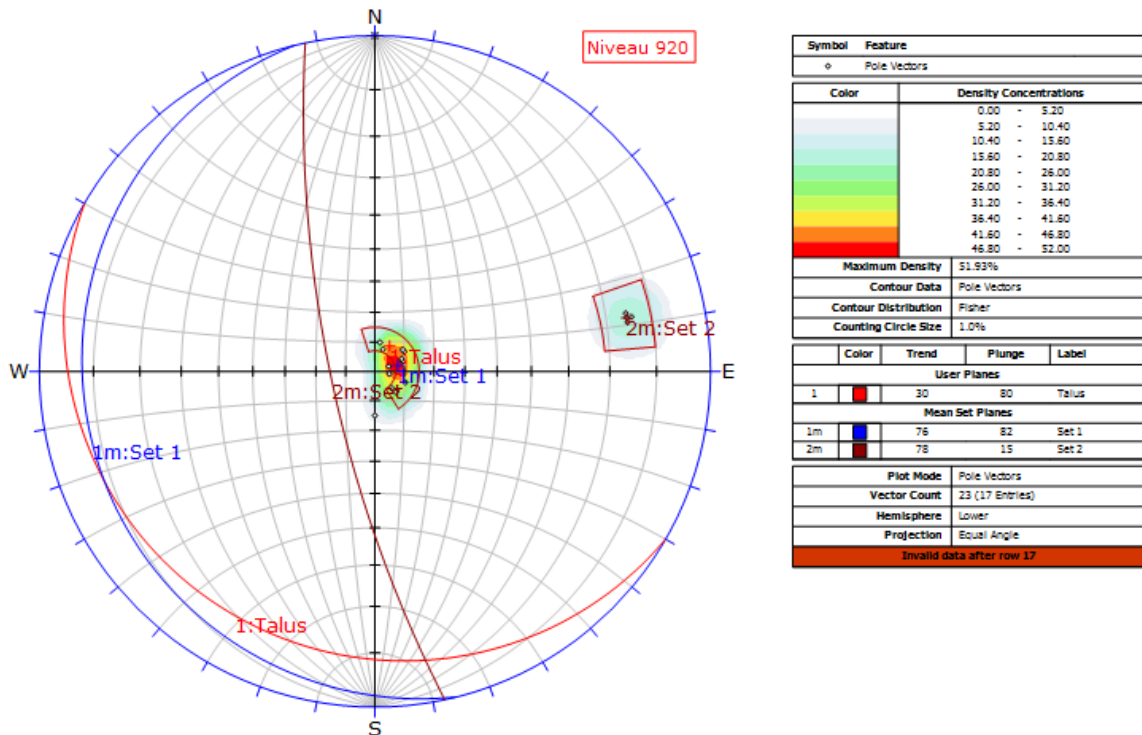


Figure. III.18. Les deux familles de discontinuités pour le niveau 920 de la carrière de Chouf Ammar.

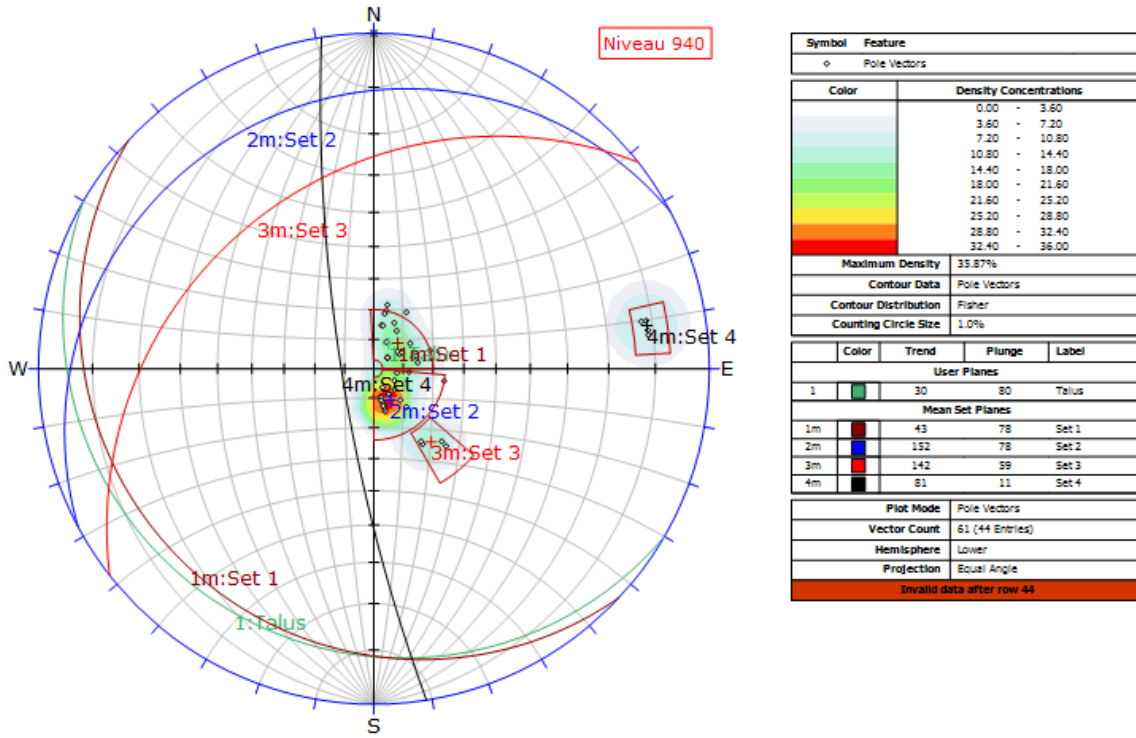


Figure. III.19. Les quatre familles de discontinuités pour le niveau 940 de la carrière de Chouf-Ammar.

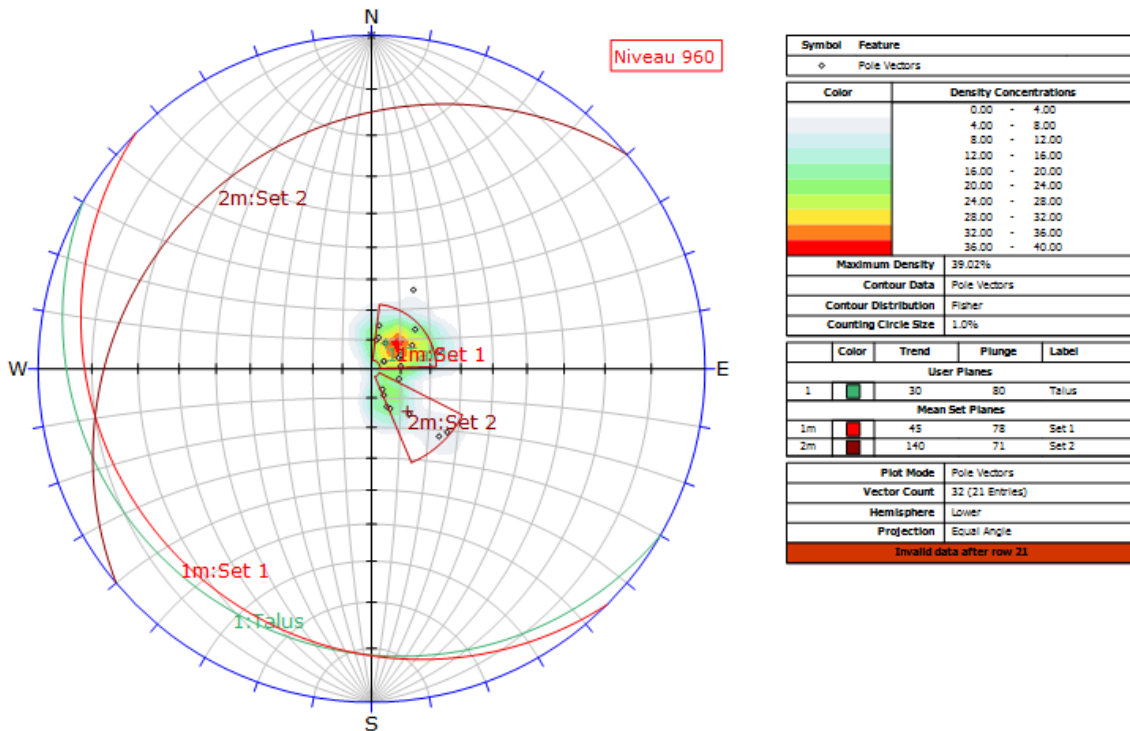


Figure. III.20. Les deux familles de discontinuités pour le niveau 960 de la carrière de Chouf Ammar.

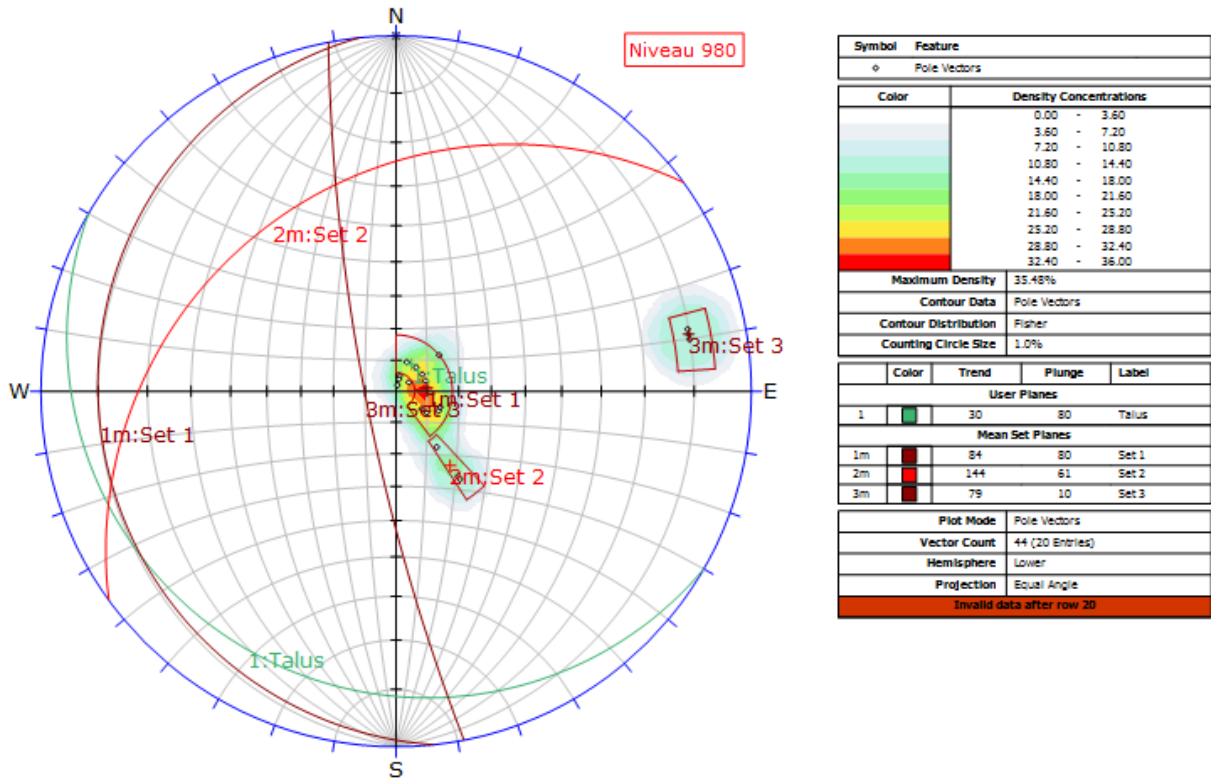


Figure. III.21. Les trois familles de discontinuités pour le niveau 980 de la carrière de Chouf Ammar.

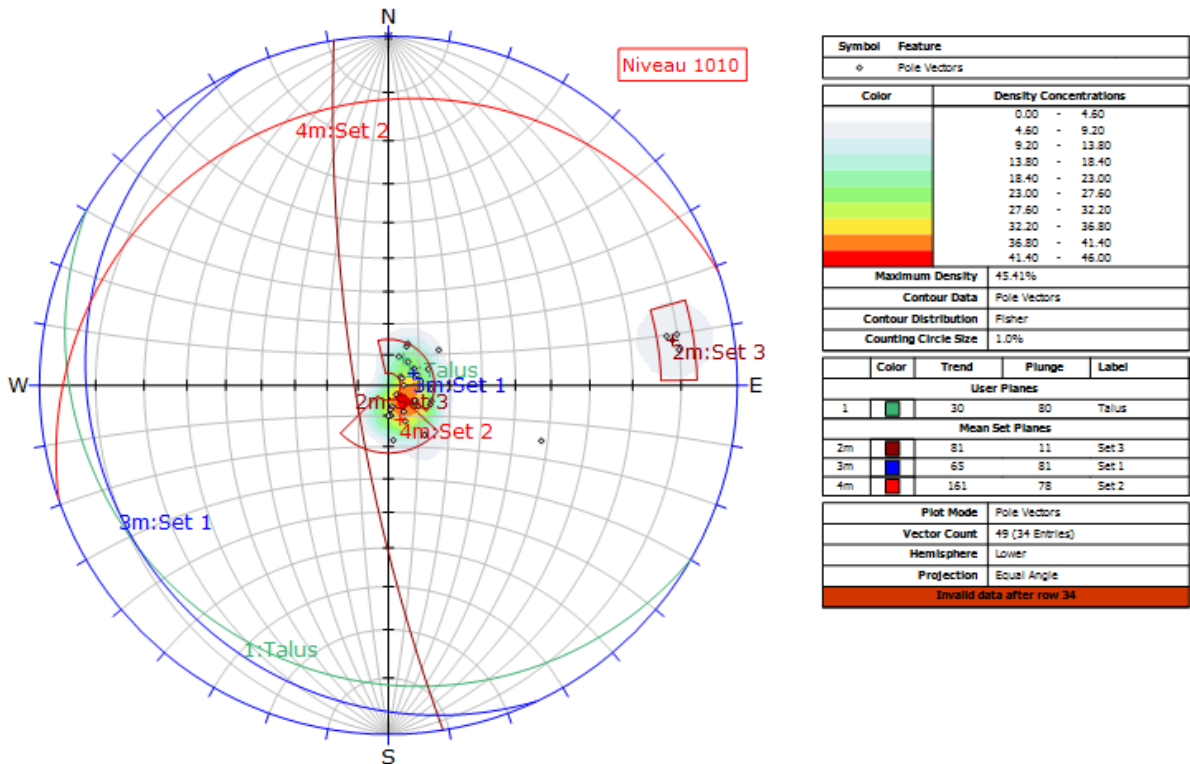


Figure. III.22. Les trois familles de discontinuités pour le niveau 1010 de la carrière de Chouf-Ammar.

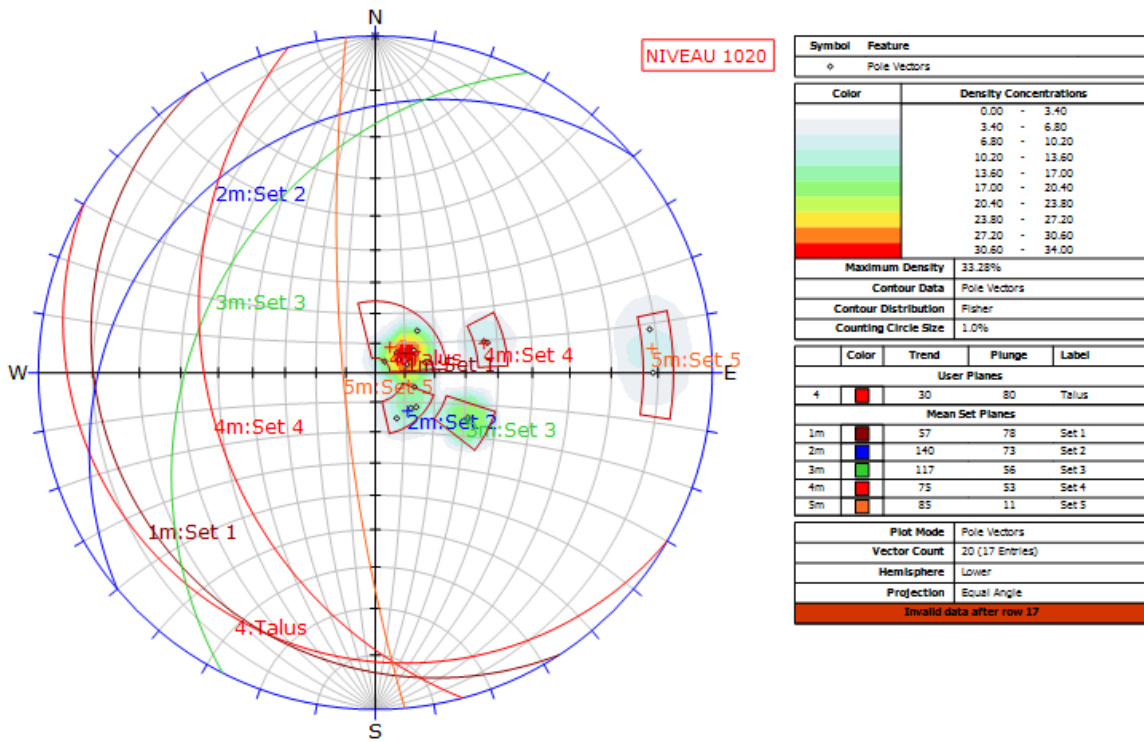


Figure. III.23. Les Cinq familles de discontinuités pour le niveau 1020 de la carrière de Chouf-Ammar.

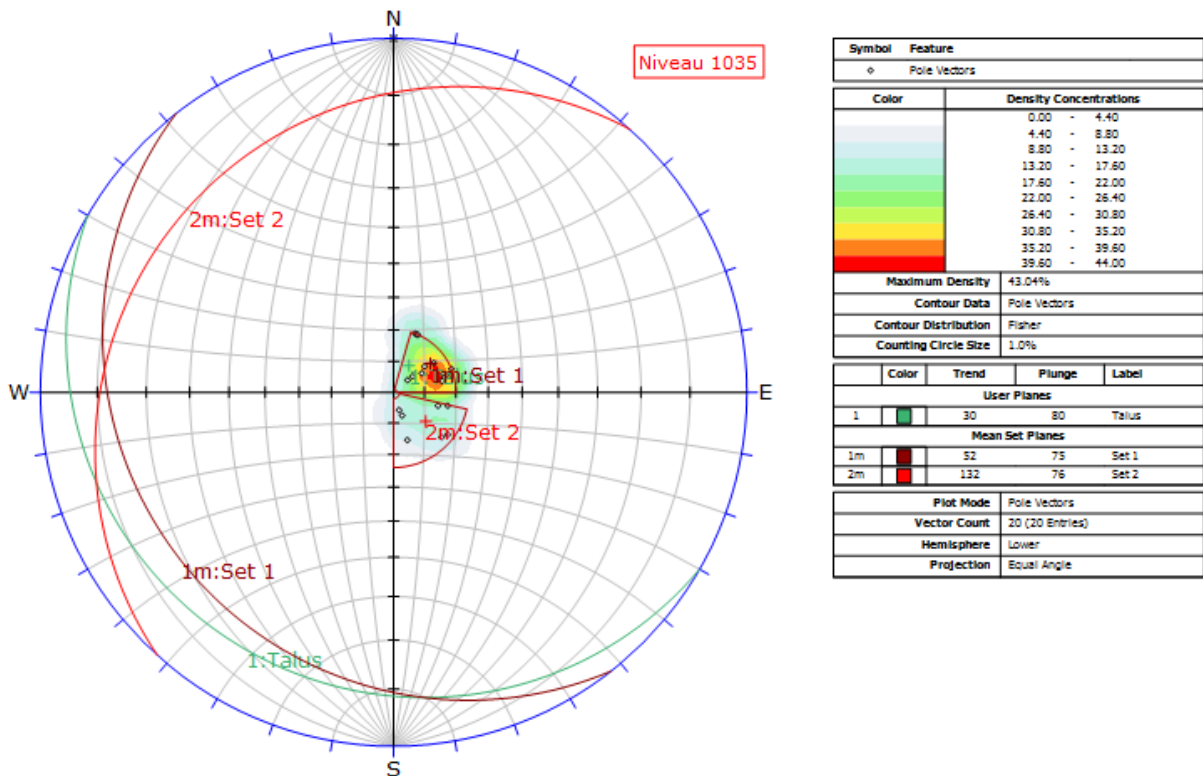


Figure. III.24. Les deux familles de discontinuités pour le niveau 1035 de la carrière de Chouf-Ammar

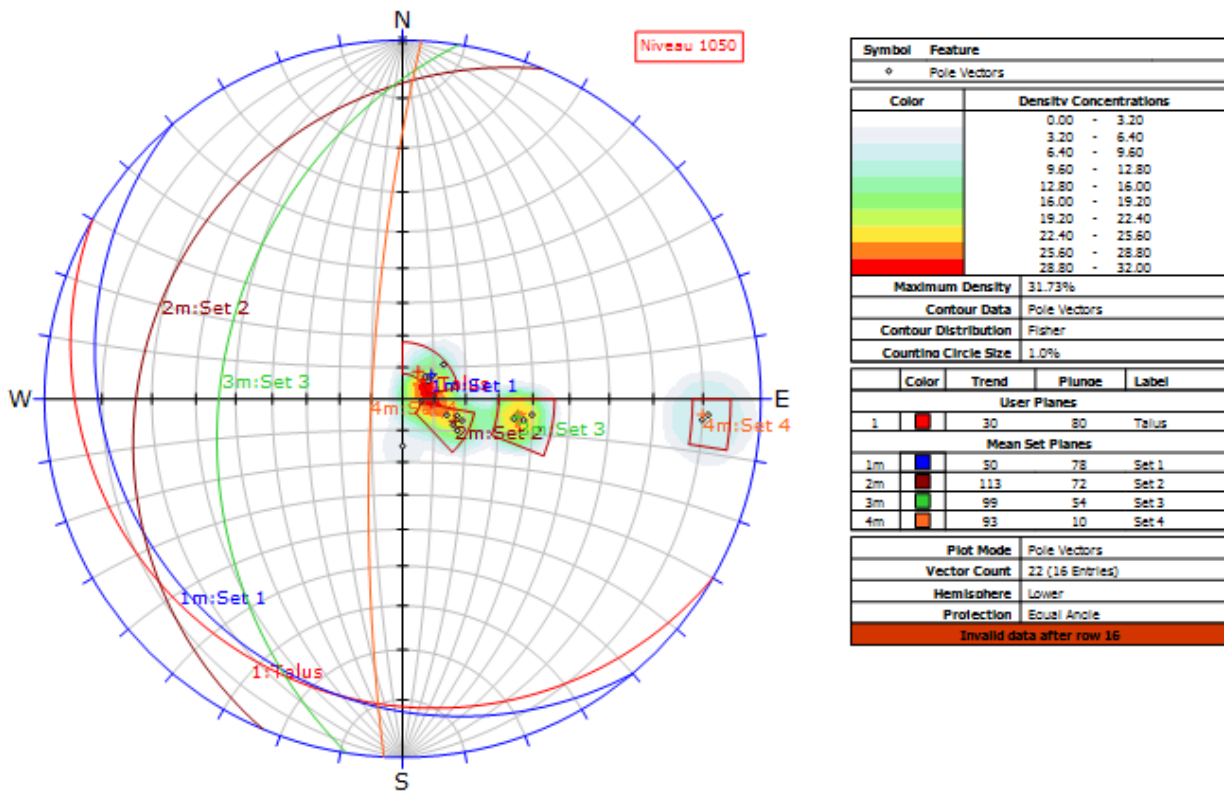


Figure. III.25. Les quatre familles de discontinuités pour le niveau 1050 de la carrière de Chouf-Ammar.

III.5.2. Les résultats de calculs des paramètres géométriques

Les résultats de calculs des paramètres géométriques des discontinuités en utilisant les formules citées dans le chapitre I ( ANNEXE I), et les règles de classification AFTES, 2001.

Les calcule et les résultats obtenus dans ce chapitre, elles sont basées sur la partie de l'étude bibliographique et les mesures réalisées sur terrain.

Dans ce travail nous avons utilisé les données pratique pour calculé le RQD pour chaque gradin, qui basé sur la méthode de Palmström (1982) ( ANNEXE I).

La projection stéréographique met en évidence de nombreuses grandes familles des fractures ; leur importance relative est clarifiée par les contours des stéréogrammes. Les résultats de mesure du réseau de discontinuités sont illustrés dans le Tableau III.9.

Le tableau ci-dessous a permis de classifier et donner la note RMR pour chaque gradin dans la carrière Chouf-Ammar d'après les calculs effectué pour chaque niveau(Tableau.III.10).

Tableau.III.9. Analyse des résultats du réseau de discontinuités et des RQD

talus / Famille de discontinuités	Nombres	Lignes de mesures	Valeur maximal (%)	Famille de discontinuités (Deg)		Espace moyenn e (m)	Fréquence moyenne (Fr/m)	Surface Spécifique (m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup> )	Densité De Fracturation (m)	nombre de joints de fissure par mètre cube Jv	RQD (%)	RQD (%) moyenne	Qualité du massif rocheux
				pendage	Direction de pendage								
<b>talus1 (N800)</b>													
F 1	97	3	33.30	21	220	1.1400	0.8771	2.6315	0.0600	19.00	52.29	47.29	Mauvaise
F 2	80	2	18.50	20	337	0.9959	1.0041	3.0123	0.0315	31.55	10.92		
F 3	50	4	11.10	30	330	1.7666	0.5660	2.2641	0.0800	22.08	42.12		
F 3	110	2	7.40	78	291	0.1716	5.8251	11.65	0.0181	09.44	83.84		
F 4													
<b>talus 2 (N815)</b>													
F 1	52	4	53.63	17	299	2.2617	0.4421	1.7684	0.0769	29.40	17.96	43.80	Mauvaise
F 2	60	2	21.60	79	264	0.4581	2.1828	4.3657		13.74	69.64		
<b>talus 3 (N830)</b>													
F 1	140	6	55.80	08	307	1.0685	0.9358	5.6150	0.0428	24.93	32.72	1.02	Très mauvaise
F 2	70	3	18.60	73	266	0.5932	1.6857	5.0571	0.0429	13.84	69.32		
<b>talus 4 (N845)</b>													
F 1	81	5	29.40	24	316	1.0277	0.9730	4.8650	0.0617	16.65	60.05	53.08	Moyenne
F 2	95	7	44.10	25	242	1.6390	0.6101	4.2707	0.0736	22.24	41.59		
F 2	125	3	08.70	75	260	0.4174	2.3954	7.1816	0.0240	17.39	57.60		
F 3													
<b>talus 5 (N860)</b>													
F 1	100	5	30.40	09	322	1.0974	0.9112	4.5560	0.0500	21.94	42.56	40.78	Mauvaise
F 2	85	4	34.20	09	200	1.2346	0.8099	3.2398	0.0470	26.23	28.42		
F 2	120	2	22.80	77	255	0.3213	3.1117	6.2235	0.0166	19.28	51.37		
F 3													
<b>talus 6 (N880)</b>													
F 1	50	5	20.80	20	237	1.3424	0.7449	3.7246	0.1000	13.42	70.70	70.90	Moyenne
F 2	45	5	23.40	24	323	1.4533	0.6880	3.4402	0.1111	13.08	71.83		
F 2	60	1	10.40	79	216	0.2263	4.4172	4.4172	0.0166	13.58	70.17		
F 3													

talus 7 (N900)													
F 1	59	6	36.90	28	237	1.5223	0.6568	3.9413	0.1016	14.96	65.60	59.60	Moyenne
F 2	75	4	12.30	20	223	1.2698	0.7874	3.1499	0.0533	23.80	36.42		
F 3	35	2	24.60	77	216	0.6616	1.5114	3.0235	0.0571	11.57	76.80		
talus 8 (N920)													
F 1	70	7	46.80	08	256	2.1527	0.4645	3.2516	0.1000	21.52	43.95	46.86	Mauvaise
F 2	56	2	15.60	75	258	0.7058	1.4166	2.8333	0.0357	19.76	49.77		
talus 9 (N940)													
F 1	90	9	18.00	12	223	2.1980	0.4549	4.0944	0.1000	21.98	42.46	48.75	Mauvaise
F 2	100	11	32.40	12	332	2.4700	0.4048	4.4533	0.1100	22.45	40.89		
F 3	120	8	7.20	31	322	1.2965	0.7712	6.1701	0.0666	19.44	50.82		
F 4	85	2	10.80	79	261	0.3861	2.5895	5.1791	0.0235	16.41	60.84		
talus 10 (N960)													
F 1	65	5	36.00	12	225	1.5283	0.6542	3.2714	0.0769	19.86	49.43	47.39	Mauvaise
F 2	70	5	20.00	19	320	1.5073	0.6634	3.3170	0.0714	21.10	45.36		
talus 11 (N980)													
F 1	44	4	32.40	20	264	1.5297	0.6537	2.6148	0.0909	16.82	59.47	64.67	Moyenne
F 2	55	5	14.40	29	324	1.2957	0.7717	3.8588	0.0909	14.25	67.96		
F 3			7.20	80	259	0.5866	1.7045	5.1137	0.0400	14.66	66.60		
talus 12 (N1000)													
F 1	34	5	41.40	09	245	2.2447	0.4454	2.2274	0.1470	15.26	64.62	68.88	Moyenne
F 2	24	4	36.80	12	341	2.7643	0.3617	1.4470	0.1666	16.58	60.26		
F 3	19	2	9.20	79	261	1.0600	0.9433	1.8867	0.1052	10.07	81.76		
talus 13 (N1020)													
F 1	200	10	33.28	12	237	0.7372	1.3563	13.5630	0.0500	14.74	66.33	60.47	Moyenne
F 2	140	09	20.40	17	320	1.0319	0.9690	8.7210	0.0642	16.05	62.02		

F 3	130	06	17.00	34	297	0.9693	1.0373	6.2240	0.0461	20.88	46.04		
F 4	119	07	10.20	37	255	1.0828	0.9234	6.4641	0.0588	18.40	54.29		
F 5	115	02	06.80	79	265	0.2175	4.5958	9.1916	0.0173	12.51	73.71		
<b>talus 14 (N1035)</b>													
F 1	95	05	39.60	15	232	1.2330	0.8109	4.0548	0.0526	23.42	37.68	43.89	Mauvaise
F 2	77	05	17.60	14	312	1.2767	0.7832	3.9163	0.0649	19.66	50.11		
<b>talus 15 (N1050)</b>													
F 1	85	05	25.60	12	230	1.1644	0.8587	4.2938	0.0588	19.79	49.67	61.36	Moyenne
F 2	50	04	28.80	18	293	1.3586	0.7360	2.9440	0.0800	16.98	58.59		
F 3	73	05	22.40	36	279	1.0112	0.9888	4.9442	0.0684	14.46	66.27		
F 4	40	02	09.60	80	273	0.6678	1.4972	2.9945	0.0500	13.35	70.92		

Tableau.III.10. Résultats de RMR de base du massif rocheux de la carrière du Chouf-Ammar selon Bieniawski (1989).

Paramètres	Résistance à la compression	Note RMR	RQD (%)	Note RMR	d'espacement des discontinuités	Note RMR	conditions des discontinuités (Note RMR)	Conditions générales d'eau	Note RMR	RMR basic	Classes des roches	Description du massif rocheux
N° talus												
talus 1	90.46	07						Eaux interstitielles	10	70 60 65 52	II III II III	Bonne Moyenne Bonne Moyenne
F 1			52.29	13	1.1400	15	25					
F 2			10.92	03	0.9959	15	25					
F 3			42.12	08	1.7666	15	25					
F 4			83.84	17	0.1716	08	10					
talus 2	90.46	07						Eaux interstitielles	10	60 51	III	Moyenne
F 1			17.96	03	2.2617	20	20					
F 2			69.64	14	0.4581	10	10					
talus 3	90.46	07						Eaux interstitielles	10	57 55	III	Moyenne
F 1			32.72	08	1.0685	15	17					
F 2			69.32	13	0.5932	10	15					
talus 4	90.46	07						Eaux interstitielles	10	65 55 50	II III III	Bonne Moyenne Moyenne
F 1			60.05	13	1.0277	15	20					
F 2			41.59	08	1.6390	15	15					
F 3			57.60	13	0.4174	10	10					
talus 5	90.46	07						Eaux interstitielles	10	65 65 60	II II III	Bonne Bonne Moyenne
F 1			42.56	08	1.0974	15	25					
F 2			28.42	08	1.2346	15	25					
F 3			51.37	13	0.3213	10	20					
talus 6	90.46	07						Eaux interstitielles	10	65 65 55	II II III	Bonne Bonne Moyenne
F 1			70.70	13	1.3424	15	20					
F 2			71.83	13	1.4533	15	20					
F 3			70.17	13	0.2263	10	15					
talus 7	90.46	07						Eaux interstitielles	10	65 60 59	II III III	Bonne Moyenne Moyenne
F 1			65.60	13	1.5223	15	20					
F 2			36.42	08	1.2698	15	20					
F 3			76.80	17	0.6616	15	10					

talus 8 F 1 F 2	90.46	07	43.95 49.77	08 08	2.1527 0.7058	20 15	20 15	sec	15	70 60	II III	Bonne Moyenne
talus 9 F 1 F 2 F 3 F 4	90.46	07	42.46 40.89 50.82 60.84	08 08 13 13	2.1980 2.4700 1.2965 0.3861	20 20 15 10	15 20 10 20	sec	15	65 70 60 65	II II III II	Bonne Bonne Moyenne Bonne
talus 10 F 1 F 2	90.46	07	49.43 45.36	08 08	1.5283 1.5073	15 15	10 15	sec	15	55 60	III	Moyenne
talus 11 F 1 F 2 F 3	90.46	07	59.47 67.96 66.60	13 13 13	1.5297 1.2957 0.5866	15 15 10	15 10 10	sec	15	65 60 55	II III III	Bonne Moyenne Moyenne
talus 12 F 1 F 2 F 3	90.46	07	64.62 60.26 81.76	13 13 17	2.2447 2.7643 1.0600	20 20 15	15 10 10	sec	15	70 65 64	II	Bonne
talus 13 F 1 F 2 F 3 F 4 F 5	90.46	07	66.33 62.02 46.04 54.29 73.71	13 13 08 13 13	0.7372 1.0319 0.9693 1.0828 0.2175	15 15 15 15 10	13 15 17 20 10	sec	15	63 65 62 70 55	II II II II III	Bonne Bonne Bonne Bonne Moyenne
talus 14 F 1 F 2	90.46	07	37.68 50.11	08 13	1.2330 1.2767	15 15	15 14	sec	15	60 64	III II	Moyenne Bonne

talus 15												
F 1	90.46	07	49.67	08	1.1644	15	22	sec	15	67	II	Bonne
F 2			58.59	13	1.3586	15	18			68	II	Bonne
F 3			66.27	13	1.0112	15	16			66	II	Bonne
F 4			70.92	13	0.6678	15	10			60	III	Moyenne

**III.6. Les résultats des essais de résistance à la traction**

Pour permettre une étude détaillée de la résistance à la rupture de la roche environnante, des carottes ont été prélevées avant et après le tir d'une arrête supérieur du gradin.

Les carottes ont été étudiées par rapport aux ruptures des fréquences et les valeurs des RQD, l'échantillon pour les essais brésiliens et les essais de résistance à la traction uniaxiale ont été préparés et examinés. Enfin des essais de charge de point ont été également réalisés.

Le but principale était en termes des fréquences de rupture et des valeurs des RQD caractérisant l'endommagement à la roche entourant l'excavation à l'aide des essais de traction pour détecter les endommagements de roche à petite échelle. Comme hypothèse de travail il a été supposé qu'une croissance de la longueur des fissures et des microfissures pourrait être détectée par l'utilisation des résultats des essais de la résistance à la traction uniaxiaux et les essais brésiliens comme indiqué par les résultats dans le tableau III.11.

Tous les essais ont été réalisés par l'utilisation d'une machine d'essai « **d'Instron servo-hydraulique** ». Ayant un siège sphérique a été employé pour éviter le chargement non-uniforme dans les essais brésiliens. Dans les essais de la résistance à la traction uniaxiale on a utilisé une résine époxy de haute résistance a été employé pour la fixation des échantillons.

Les cylindres en acier et les appareils contenant les roulements sphériques de poussés ont fourni le système d'application de charge.

**Tableau. III.11.** L'influence de la longueur de fissure sur le rapport  $\sigma_T/\sigma_{BT}$ .

Type de roche	Longueur de Fissure (mm)	$\sigma_T/\sigma_{BT}$
Calcaire	0.2	1
	1-5	0.45
	3-5	0.47
	2-6	0.31

Avant les essais de la résistance à la traction uniaxiale le fonctionnement du système d'application de charge a été étudié en utilisant un échantillon en aluminium avec jauges tournée axiales pour des mesures de déformation. Les calculs de l'excentricité pour trois essais réalisés jusqu'à une charge correspondant à une contrainte de traction moyenne de 6.4 MPA ont eu comme conséquence des excentricités moins de 2.5 de la charge maximale. Des données sur l'exécution des essais Brésilien et des essais uniaxiaux de la résistance à la traction sont récapitulées dans le tableau III.12.

**Tableau. III.12.** Données sur l'exécution des essais de traction.

	Essai Brazilian	Résistance directe à la traction
Diamètre	31.5 mm	31.5 mm
longueur	= rayon	Deux fois le diamètre
Vitesse de chargement	0.12 cm / minute (rupture dans 15-30 s)	0.60 MPa/ minute ( 9 MPa in 15 minutes)
Distribution de la charge	Epaisseur de Feuilles cartonnées= 0.3 mm ( $2\alpha = 8-11^\circ$ )	
Traitement	Conserve pour 24 h à une température de 100° c avant l'essai	

La figure III.26 montre les résultats des essais brésiliens réalisés avant et Après le tir. Les résultats ont permis de diviser en groupes se référant à deux modes de rupture, rupture stables et instables :

- Rupture stable : rupture suivant la ligne de chargement, l'étendue de la rupture a été limitée à la partie centrale d'échantillon. Secteurs autour des points de charge seulement légèrement ou pas du tout rompu. Moitiés d'échantillon pas complètement séparées.
- Rupture instable : rupture suivant la ligne du chargement, ruptures près de Points de charge et dans d'autres directions dans l'échantillon. Moitiés d'échantillon complètement séparées.

Un essai important indiqué une différence significative entre la moyenne des résistances à la traction,  $\sigma_{BT}$ , pour les deux groupes de résultats. La droite de régression et les limites de fiabilité de 95 % montrent la variation du  $\sigma_{BT}$  le long des noyaux pour rupture stable seulement. Aucune différence significative n'a été obtenue entre les résultats obtenus avant et après le tir.

La figure III.27 montre les résultats des essais de la résistance à la traction uniaxiale. Comme aucune différence principale entre les résistances à la traction uniaxiales,  $\sigma_T$ , avant et après le tir a été obtenu la droite de régression et les limites de fiabilité sont calculées a sur la base de tous les résultats. Les résultats des essais de point de charge, la figure III.28, indiquent la variation de l'indice de traction de point de charge convenant avec les résultats de la résistance à la traction uniaxiale n'est examiné qu'avec les résultats des essais brésiliens.

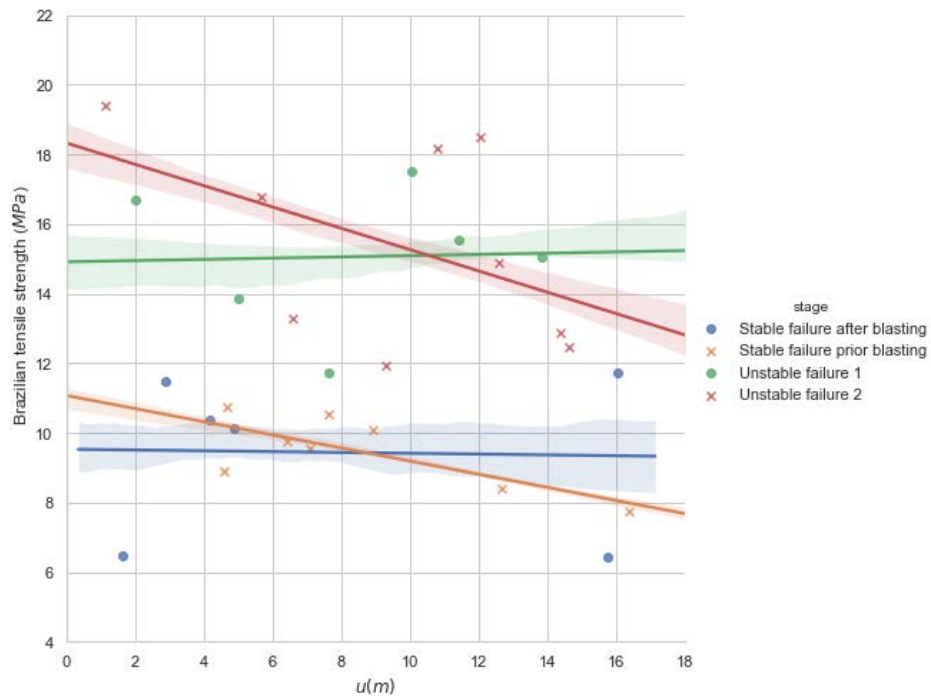


Figure. III.26. Résultats des essais brésiliens.

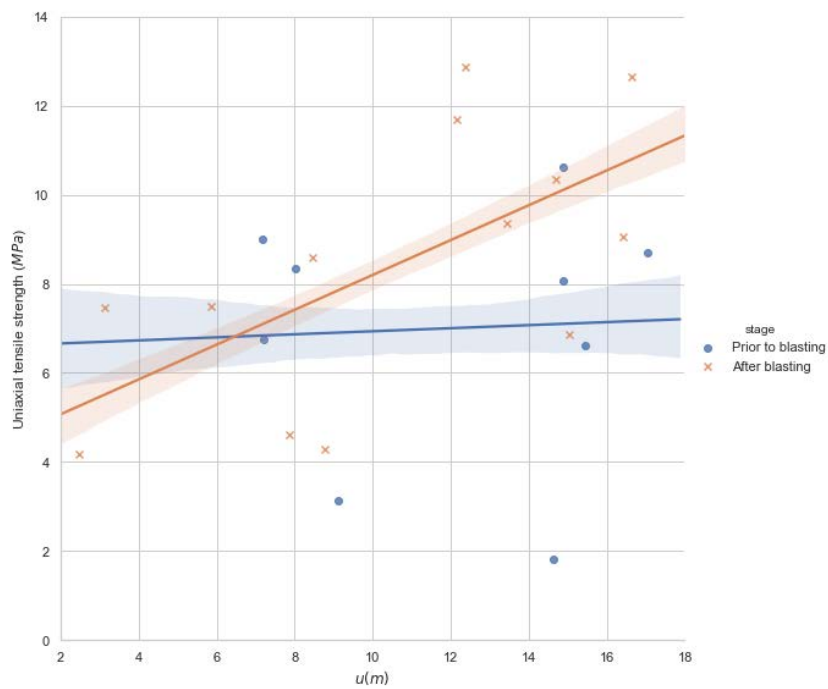
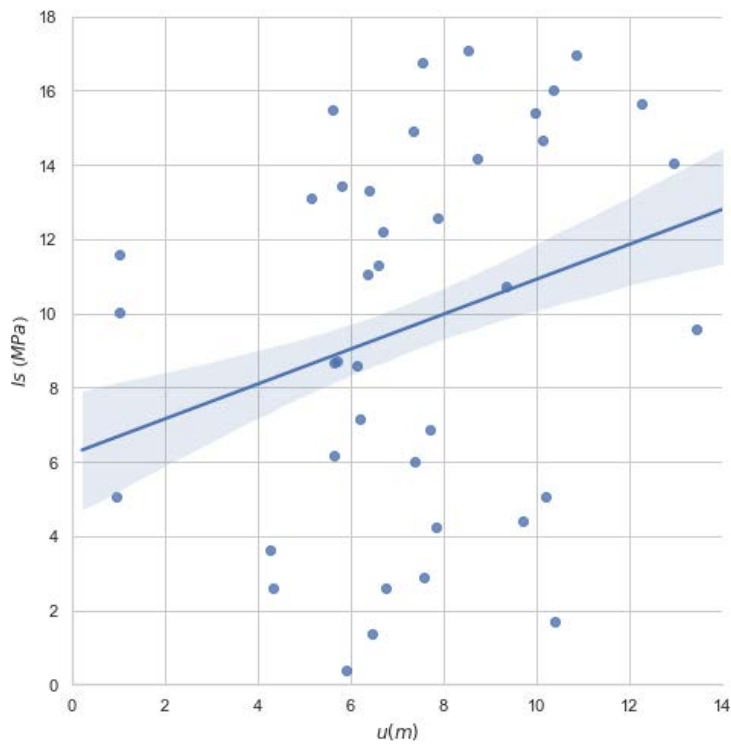
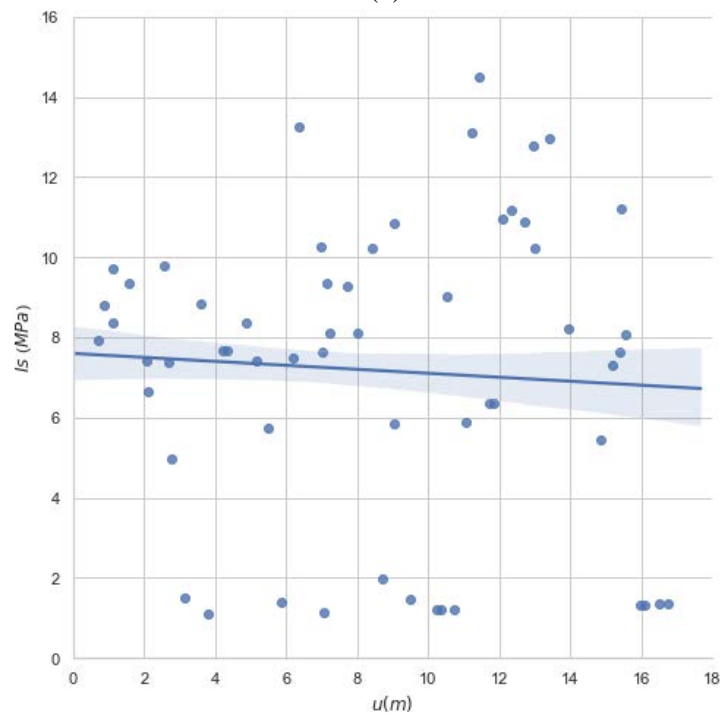


Figure. III.27. Les résultats des essais de la résistance à la traction uniaxiale.



(a)



(b)

**Figure.III.28.** L'indice de traction de point de charge, ( $I_s$ ), (a) avant le tir, (b) après le tir.

Les valeurs  $I_s$  moins de 2MPa étaient utilisées aux calculs des droites de régression et des limites de fiabilité.

Des résultats sur les figures III.26 et III.27 ont conclu qu'aucune diminution générale de la résistance à la traction n'a eu en raison du produit du tir, au fait cependant noter que les variations des résistances à la traction le long des noyaux comme données par les droites de régression ont comme conséquence le rapport  $\sigma_T/\sigma_{BT}$  concordant avec ceux obtenus qui ont été renforcés en utilisant les résultats des tests de résistance à la traction comme méthodes de caractérisation de l'état de fissuration de la roche.

Une approche différente à l'étude de la résistance de roche au tir est d'étudier l'endommagement de la roche abattue. La figure III.29 montre les résultats des déterminations des valeurs de RQD- avant et après le tir. Au calculs toutes les fractures séparant des parties de noyau ont été employées.

Les résultats du tir sont rapportés par Kewei (2018). Pendant l'opération plusieurs problèmes ont été produits. Les déviations de trou de charge étaient plus grandes que prévues. Malgré le fait que un certain repérage a été fait à ceci a eu comme conséquence de plus grandes distances entre les trous faisant le coin et le trou de centre qu'a été à l'origine prévu, en particulier dans les parties plus inférieures de l'arrêt supérieur du gradin.

Des problèmes ont été en outre produits dans la mesure de la position de la surface de roche après le tir et dans le branchement des trous, le dernier problème en partie provoqué par une tendance pour que les orifices de trou de charge deviennent coniques après le tir. En même temps que d'autres facteurs possibles d'influence ces problèmes ont été reflétés dans les résultats de tir. À l'étape initiale du travail où les cartouches de marmanite (7kg en chaque trou) ont été employées seulement approximativement 25%. Des cratères obtenus atteints la profondeur stipulée de 1.4 m.

Après changement de l'explosif en plus grand cratère d'anfomil des profondeurs ont été obtenues. La quantité d'explosif cependant a été également augmentée (5-24kg en chaque trou). Pour identifier un facteur simple comme celui posant les problèmes et résultat inopinément mauvais du tir est une tâche difficile, elle était cependant rapportée par Kewei (2018) qui a déclaré que jusqu'à un degré important les résultats de tir ont semblé être selon la structure de la roche.

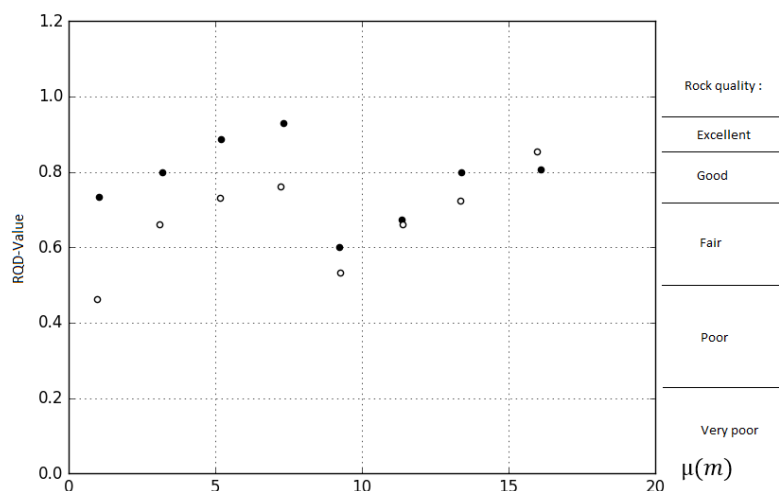


Figure. III.29. Les valeurs de RQD- avant et après de tir.

Aucune diminution principale de la qualité de roche n'a été obtenue pour la masse de roche la plus proche de l'arrêt supérieur de gradin. Pour la masse de roche plus près de la dérive cependant une diminution de la qualité de roche a été notée.

De même les résultats des calculs de fréquence de rupture, figures III.30 et III.31, ont indiqué une basse d'augmentation relative de la fréquence de rupture de la masse de roche la plus proche de l'arrêt supérieur de gradin. Sur la base des résultats sur les figures III.29 et III.31 nous concluons qu'un degré de dommage inattendu a été obtenu à proximité de l'élévation.

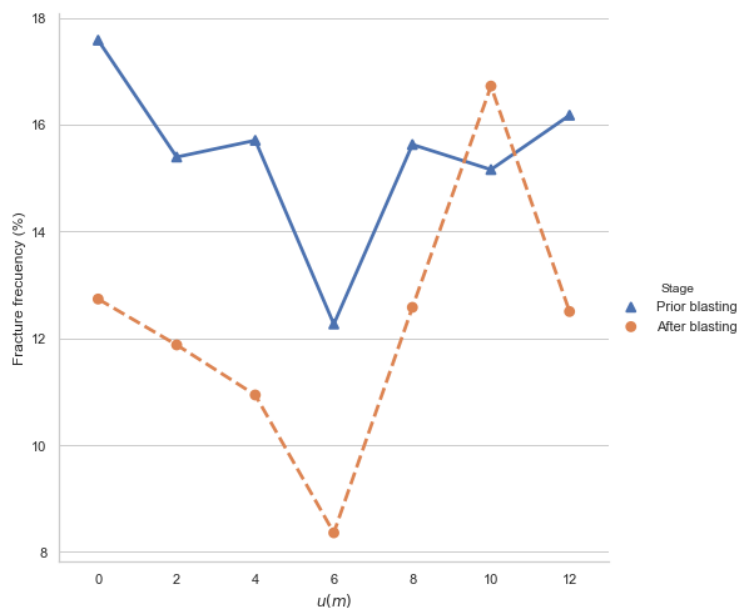


Figure. III.30. Fréquences de fractures avant et après de tir.

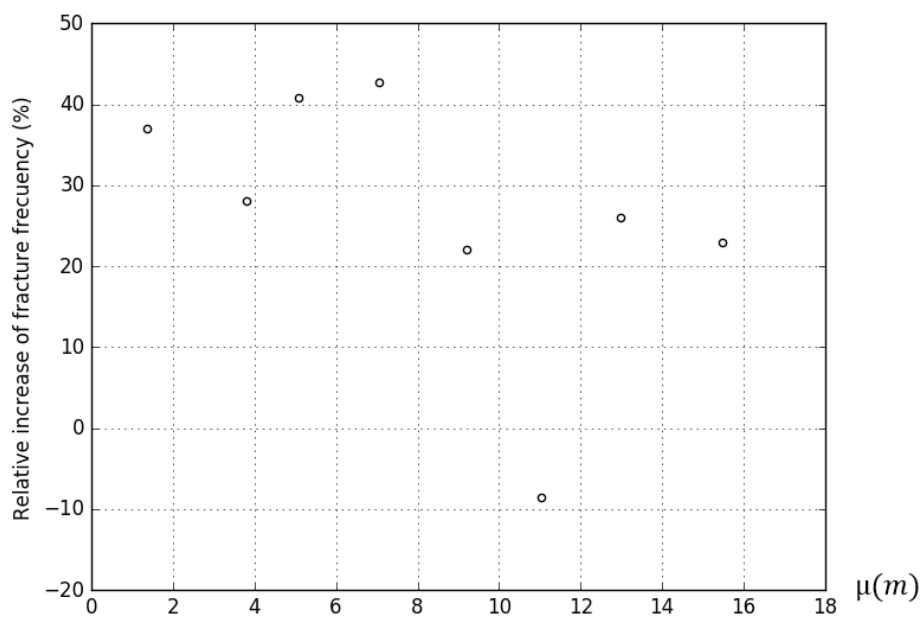


Figure. III.31. Augmentation relative des fréquences de rupture.

### III.7. Discussion des résultats

#### III.7.1. Discussion des résultats de calculs des paramètres géométriques

Pour assurer une représentation adéquate des paramètres des discontinuités, les orientations des discontinuités ont été enregistrées à l'aide de techniques d'analyse par scan line. L'espacement des discontinuités a été mesuré avec une règle et un ruban tandis que l'ouverture a été mesurée avec un pied à coulisse. Selon Palmström (2005), la fréquence des joints est définie comme le nombre de joints par mètre de longueur, calculée à l'inverse de l'espacement des joints. Les variations de l'espacement des joints et la fréquence des familles de discontinuités sont présentées dans le tableau III.9. Le nombre volumétrique moyen de joints  $J_v$  a été calculé en faisant la somme de la fréquence moyenne des familles de joints, tandis que l'enregistrement sur le terrain des conditions des joints inclut leurs conditions hydrauliques, leur remplissage et rugosité. Le tableau III.9 présente la caractérisation générale des joints de la masse rocheuse pour les talus étudiés. Ces données doivent être appliquées dans les classifications de la masse rocheuse.

L'espacement entre les discontinuités pour chaque famille est différent, de l'ordre de 226 mm à 2,26 m, en termes de description, ces discontinuités sont étroitement espacées et modérément espacées et elles sont fréquemment remplies d'argile. La densité de fracturation est de l'ordre de 0,04 à 0,1666 m, se situe dans la plage [0,06 - 0,20 m], forte densité de fracturation. La fréquence des discontinuités est de l'ordre de 0,22 à 5,82 Fr / m. la surface spécifique des discontinuités est de l'ordre de 1,76 à 11,65 m<sup>2</sup> / m<sup>3</sup>.

Les valeurs calculées de l'indice  $J_v$  pour la masse rocheuse sont présentées dans le tableau III.9, les valeurs de comptage volumétrique des joints calculées dans ces études vont de 9 à 22,26 et couvrent un bloc de taille moyenne et un petit bloc. Considérant qu'une seule valeur 31,55 couvrant de très petits blocs (talus 1, famille 2). (Voir tableau III.9).

L'analyse du réseau de fracturation du massif permet de caractériser la densité moyenne de fracturation dont les discontinuités du massif pour chaque famille sont espacées, modérément espacées et largement espacées.

Une étude de cas réelle du massif calcaire de la carrière de ciment de Chouf-Ammar nous a servi d'application directe de la procédure de caractérisation structurelle que nous avons proposée.

#### 1. Désignation de la qualité des roches (RQD)

Les valeurs calculées de l'indice  $J_v$ , à partir des quelles les valeurs RQD pour les masses rocheuses sont présentées dans le tableau III.9. Selon Deere (1964), la relation entre RQD et la qualité technique de la masse rocheuse, les valeurs RQD déterminées dans ce travail varient de 11% à 84% couvrant une large gamme de roches très pauvres, médiocres, moyennes et de bonne qualité. Singh et Goel (1999) ont estimé que la seule considération prise en compte pour la classification était insuffisante pour fournir une description adéquate de la masse rocheuse, compte

tenu de l'absence d'indication de l'orientation, de l'état du joint, du type de joint, du remplissage et de l'état du joint.

## **2. Système d'évaluation de la masse rocheuse (RMR)**

Les estimations du RMR des masses rocheuses étudiées sont présentées dans le tableau III.10. Les résultats du système de RMR (tableau III.10) indiquent que les sites des talus rocheux (2, 3, 4, 7, 10 et 11) ont des valeurs de RMR de 41 et 60 et sont classés dans la catégorie III de la mauvaise qualité «fair rock». Les six talus (5, 6, 9, 12, 13 et 15) ont des valeurs de RMR de 61 et 70 et sont classés dans la catégorie II de la bonne qualité «bon rock».

Les trois talus (1, 8 et 14) donnent une qualité de roche médiocre entre les classes I et III.

Les résultats obtenus indiquent que la qualité des roches dans la zone du mur ouest de la carrière de Chouf-Amar est pauvre en raison de l'effet de l'explosif et du développement de nombreux joints et de ruptures (glissement).

### **III.7.1. Discussion des résultats des essais de résistance à la traction**

L'accord général entre les résultats des essais Brésilien et les essais directs de résistance à la traction confirment la validité des conclusions concernant l'essai Brésilien donné par Efimov, V.P. (2016). En essai valide seulement une rupture diamétrale, devrait être obtenue.

Les expériences exécutées pour les résultats des rapports de  $\sigma_T/\sigma_{ET}$  selon le tableau VI.2, ont été exécutées dans des conditions de certaine mesure différant de celles suivies aux expériences présentées ici. Les essais Brésiliens par exemple ont été réalisés sur des échantillons avec un diamètre de 40 millimètres, une épaisseur égale au diamètre et avec un angle de la répartition des charges de 23°.

En tout état de cause, l'examen des influences des anomalies, n'indique cependant pas que différents résultats devraient être prévus des deux méthodes d'essai. On peut donc en conclure que les résultats des expériences donnent le  $\sigma_T/\sigma_{BT}$ , des rapports qui peuvent être interprétés pour refléter l'état de fissuration du matériau de roche. En observant les résultats du tir et à partir de recherche sur l'endommagement de roche restante, la haute résistance expérimenté de la roche peut être expliqué comme un résultat de l'état existant de fissuration caractérisé par les fissures courtes plutôt que celle plus longue. Une diminution de la qualité de la roche s'est produite dans les parties de la masse rocheuse plus proches de l'arrête supérieur du gradin.

Comme serait prévu de cette ligne du raisonnement les essais de résistance à la traction pour la présente partie de la masse de roche indiquent un état de fissuration caractérisé par des petites fissures plus que des grandes fissures.

Les résultats des investigations prouvent ainsi que plus d'attention devrait être prêtée aux essais conventionnels de résistance à la traction étant donné qu'ils, indépendamment d'être des essais de force, peuvent être employés pour fournir des informations sur les structures à échelle réduite de la roche.

Pour de futures applications en liaison avec le tir plus de recherche a pu mener aux résultats utiles rapportant la résistance à la traction, l'état de fissuration et la résistance de roche à la fragmentation.

Une observation peut être réalisée après avoir obtenu les résultats des essais de charge ponctuelle. À partir de cet indice, la résistance à la compression du matériau rocheux pourrait ensuite être calculée en utilisant différentes relations proposées par Kahraman (2015). Les résultats cependant existent également indiquant une relation entre l'indice de résistance de point de charge et la résistance à la traction directe, Perras (2014) et Kabilan, (2016), et les résultats présentés ici former un soutien d'une telle relation.

### **III.8. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons dégagé les premières remarques sur le contexte géologique de la zone d'étude. Les affleurements participant à la couverture sédimentaire du gisement de calcaire de Chouf Amar sont attribués, d'après les observations recueillies sur terrain et les résultats des études antérieures élaborées par différents auteurs sur la région, il s'agit d'un contexte géologique très complexe et fortement fracturés.

La série stratigraphique se présente sous la forme d'alternance généralement en bancs peu puissants de marnes grisâtres, marno-calcaires gris et noduleux, calcaires marneux organogènes, calcaires organogènes spathiques parfois micro-conglomératiques ou oolithiques et de lumachelles à huîtres.

Ce contexte géologique complexe, favorise le déclenchement des mouvements gravitaires de différents types.

Le gisement de calcaire « Chouf-Ammar » étudié pour l'alimentation d'une cimenterie de 5.2 Millions de tonnes de ciment de capacité annuelle présente des caractéristiques assez complexes.

La matière première sur-dosée se caractérise par une hétérogénéité géochimique verticale très élevée avec alternance rapide de bancs de compositions chimiques variées. Cette variabilité est valable aussi bien pour les éléments principaux CaO, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> que pour les éléments indésirables SO<sub>3</sub> et Chlore.

La réserve géologique de gisement de Chouf-Amar est estimée à **247 807 692 Tonne** par la méthode des coupes géologiques.

La carrière de Chouf-Amar exploite du calcaire gris dur depuis 2003 par la société Egyptienne Orascom puis elle a été rachetée par Lafarge depuis 2010. L'exploitation se fait sur plusieurs niveaux (15 niveaux actuellement) avec différentes hauteurs de gradins (10, 15 et 20 m).

La projection stéréographique et la représentation des familles de fractures, l'espacement, la fréquence, la surface, la densité, les schémas fonctionnels et le choix du système de classification que nous avons montré sont un résultat assez important. Cela évite des calculs lourds et coûteux et d'obtenir la structure du massif d'une manière purement géométrique.

Ce travail nous a permis de bien maîtriser le comportement structural et géométrique du massif rocheux de référence, dont la structure géométrique est relativement simple. L'analyse par projection stéréographique que nous avons menée, est d'une grande importance ; elle nous aidera à la compréhension et l'interprétation du comportement structurale et géométrique d'autres massifs dont la géométrie est plus complexe.

La validité de notre outil numérique étant confirmée avec ce cas du massif à plusieurs familles de fracturation, nous pourrions appliquer avec toute confiance notre méthodologie de travail sur des cas de massifs plus complexes.

La méthodologie de travail que nous avons proposée, le développement numérique ainsi que la validation du code de calcul et l'étude de cas que nous avons menés représentent le schéma d'application de la théorie d'estimation des discontinuités par la technique de projection stéréographique. L'aspect général de la méthodologie de travail lui donne la possibilité d'être appliquée sur la majorité des massifs rocheux fracturés.

Une étude de cas réel du massif calcaire de la carrière de Chouf-Ammar nous a servis comme une application directe de la procédure de caractérisation structurale que nous avons proposée. L'analyse des stéréogrammes des discontinuités des 15 gradins du massif étudié nous conduisent à évaluer, que la caractérisation structurale du massif rocheux étudié, cadre bien avec ce que nous connaissons de la géologie du massif, ce dernier est découpé par plusieurs familles de discontinuités, L'analyse du réseau de fracturation du massif, permet de caractériser la densité de fracturation moyenne dont les discontinuités du massif pour chaque famille sont espacées, moyennement espacées et très espacées.

La pratique minière à l'état actuel distingue deux principales méthodes reconnue par leur performance, il s'agit de l'estimation de la masse rocheuse de T. Bieniawski, 1989 (Rock mass rating RMR) et l'indice de la qualité de la roche désigné (Rock Quality désignation, RQD) développé par D. Deer, 1964, le massif rocheux étudié, a les caractéristiques d'être globalement de qualité moyenne, est de catégorie 3 (moyenne) selon la classification de T. Bieniawski,1989, et la classe moyenne (50-70%) selon la classification de D. Deer, 1964.

Les essais brésiliens rapportés dans ce travail ont donné des valeurs égale ou moyenne élevé de résistance que les essais de résistance directe à la traction, avant et après le tir pour les deux.

Comme nous indiquons que ceci montre que l'essai brésilien est moins sensible à la taille de l'échantillon et présence de fissures et donnent la résistance de la matrice rocheuse non fissurée ou, en d'autres termes, la résistance à la traction intrinsèque. Suivant ce raisonnement, recommandé en premier lieu par les scientifiques en question, la relation entre la résistance Brésilienne et la résistance de traction directe peut être considérée comme une résistance réfléchissante contre la relation de volume soulignée donnée par les matériaux de roche structurée .

Ce travail de base va nous servir dans les chapitres IV et V comme un outil d'application en études de stabilité du massif examiné.

## **CHAPITRE IV. Délimitation des zones d'instabilité et de rupture dans la carrière de Chouf-Ammar**

### **IV.1.Introduction**

La stabilité des talus rocheux est souvent influencée de manière significative par la géologie structurale de la roche dans laquelle le talus est excavé. La géologie structurale fait référence aux ruptures naturelles de la roche, telles que les plans de stratification, les joints et les failles, généralement appelées discontinuités. La complexité de la masse rocheuse et la difficulté d'accéder à des propriétés représentatives de la roche ont conduit à développer et à concevoir des méthodes basées sur les résultats obtenus à partir de sites étudiés ou d'autres sites similaires. En outre, la rupture de stabilité des talus est liée à de nombreux facteurs tels que des géométries de talus défavorables, des discontinuités géologiques et des conditions météorologiques. Dans le même aspect, la charge externe pourrait également entraîner des ruptures de talus telles que des précipitations abondantes et une sismicité (Basahel, H et al 2017).

L'étude de la stabilité de talus et l'analyse, sont indispensables pour éviter tout impact négatif, tel que l'arrêt de la production, les coûts supplémentaires liés à la récupération des matériaux défailants, le nettoyage et la préparation de la zone, le détournement des routes de transport et les retards de production, ainsi que la perte de vies humaines (Verma, D et al.2011).

L'industrie de l'exploitation est un facteur important de la croissance économique de l'Algérie et constitue l'un des fondamentaux des secteurs en développement. En outre, les activités d'exploitation pourraient entraîner différents types de stabilité en cas d'adoption d'un schéma en développement basé sur des termes non scientifiques (GADRI L et al 2015, HADJI R et al 2016).

Par conséquent, une conception appropriée du bord de la carrière est fortement recommandée pour minimiser les frais, prolonger la durée d'vie des mines, réduire le taux de décapage et améliorer la stabilité et la sécurité des talus (Karaman k et al 2013).

De nombreux facteurs influents sur la stabilité, tels que la persistance et l'espacement, où l'orientation des discontinuités, qui est l'objectif principal dans cette thèse, est considérée comme un facteur géologique principal, en plus d'autres caractéristiques qui doivent également être prises en compte dans la conception.

De 1920 à 1958, Josef Stini a probablement été le premier auteur à mettre en lumière l'importance des discontinuités structurelles dans le comportement des masses rocheuses dans l'ingénierie avec plus de trois cents articles publiés.

D'autre part, les discontinuités ont été reconnues comme l'un des principaux facteurs influant sur les propriétés mécaniques d'une masse rocheuse et ont donc de lourdes conséquences sur le comportement technique d'une évaluation de la masse rocheuse.

Pour cette raison, les propriétés de discontinuité doivent être incluses dans la structure d'ingénierie d'un calcul de masse rocheuse. Cependant, lorsque cela varie

en fonction du plan de discontinuité, il est vivement recommandé de prendre en compte ces propriétés et le grand nombre de discontinuités dans une masse rocheuse, chacune ayant ses propriétés variables spécifiques afin de décrire et de calculer avec précision le comportement mécanique d'une masse rocheuse. , ce qui pourrait être obtenu à partir d'essais en laboratoire et sur le terrain.

Les caractéristiques important d'un talus rocheux sont : la hauteur, l'angle de talus et les orientations des joints rocheux qui jouent un rôle important dans le problème d'instabilité des talus et des pentes (Ramamurthy, T 2004).

Les problèmes de stabilité des talus attirent des préoccupations majeures des chercheurs. C'est pourquoi plusieurs techniques et méthodes d'évaluation de la stabilité des pentes et talus ont été proposées. Ces méthodes peuvent être regroupées en quatre catégories : analyse cinématique, équilibre limite, modélisation numérique et méthodes empiriques. L'analyse cinématique est couramment utilisée pour prédire les mécanismes de rupture structurelle potentiels (plans, coins et basculement) à l'aide de la technique de projection stéréographique (Naithani, A.2007 et Pantelidis, L.2009 ; Zain Alabideen and Helal ; 2016, Karaman et al. 2013).

Cette technique est utilisée pour projeter l'orientation des discontinuités par pôle, contenant des informations sur le pendage et la direction du pendage d'une liaison sur un stéréonet bidimensionnel (2D) (Hoek E., Bray J.1981 ; Price and Cosgrove, 1990).

Les systèmes de classification de la masse rocheuse ou les méthodes empiriques représentent un outil important souvent utilisé pour l'évaluation préliminaire des comportements d'ingénierie de la masse rocheuse (Coggan, JS et al 1998). Dans ce chapitre, l'accent est mis sur les méthodes empiriques et le but est d'évaluer leur efficacité pour la détermination de la stabilité des talus rocheux.

Les systèmes de classification de la masse rocheuse ont été largement utilisés dans le domaine de l'ingénierie géotechnique en raison de leur simplicité et de la non-nécessité d'informations détaillées (Coggan, JS et al 1998).

Plus précisément, les systèmes de classification ont été initialement développés sur la base de paramètres spécifiques pour les excavations souterraines (Hoek, 2007). Pour favoriser l'utilisation de systèmes de classification de la stabilité des talus, de nombreux chercheurs ont mené un travail important pour les réutiliser en les remplaçant par les paramètres permettant d'obtenir la note finale d'une masse rocheuse (Hack et al., 2003, Tang, H et al 2017). La classification de la masse rocheuse fournit une information importante pour sa caractérisation, elle est donc considérée comme une technique utile et complète pour l'évaluation de la vulnérabilité des talus (Wyllie and Mah, 2004, K Abd El-Aal and Ansari 2016).

Étant donné que des systèmes empiriques de masses rocheuses sont établis pour évaluer la stabilité des talus, certains des systèmes de classification ont été appliqués afin d'effectuer son évaluation en calibrant de multiples paramètres afin de le rendre applicable à la stabilité des talus (Terzaghi, K. 1945 ;Pantelidis, 2009). Dans un travail de synthèse, Romana et Tomás ont résumé le développement des trente dernières années, qui utilisaient la classification de la masse rocheuse (RMR) et la classification (SMR) en tant que systèmes de classification. Cette dernière a été

réalisée pour de nombreux pays en raison de sa définition quantitative détaillée des facteurs de correction (Romana, M and Tomás, R. 2015).

Dans la carrière de Chouf-Amar, le massif calcaire est perturbé par les discontinuités ; il sera donc utile, dans cette étude, d'aborder le problème de l'estimation de la caractérisation des discontinuités naturelles qui repose sur un échantillonnage systématique des lignes de mesure des structures pour chaque zone d'opération (ISRM, 1997).

Les principaux paramètres d'évaluation pris en compte pour estimer la structure de la masse rocheuse sont les résultats de plusieurs chercheurs tels que (ISRM, 1997 ; Ansari, M.K., Abd El-Aal, K., 2016). Les paramètres de discontinuité sont des propriétés géométriques telles que l'orientation, la densité de fracturation, l'espacement, la fréquence, La surface spécifique, densité volumique des joints ... etc. Cependant, il existe plusieurs méthodes d'évaluation. Les chercheurs en géologie structurale utilisent le modèle de projection stéréographique pour prédire la distribution spatiale des principales familles de discontinuités (D. Fourmaiteaux, 1973, M. Panet, 1967).

Dans la présente étude, l'objectif principal est d'évaluer certains talus rocheux le long de la carrière de Chouf-Amar, dans lesquels les zones les plus dangereuses peuvent être déterminées de manière à permettre l'adoption de mesures d'atténuation appropriées pour les talus potentiellement dangereux. Les principaux objectifs sont les suivants : (1) une investigation sur le terrain pour déterminer les unités géologiques et les différentes structures qui affectent les roches le long de la carrière ; (2) détermination des caractéristiques de la masse rocheuse à l'aide de la procédure RMR. Ensuite, la classification géo-mécanique du RMR a été utilisée pour trouver le SMR.

Dans cette étude, trois méthodes de classification de la masse rocheuse sont sélectionnées : SMR original (Romana, 1993), SMR continu (Tomás et al. 2007), SMR chinois (Chen, 1995), l'évaluation de la stabilité des talus rocheux à l'aide des trois méthodes empiriques sélectionnées a été réalisée et leur validité a été examinée. Tous les résultats pour la description du talus rocheux et les catégories de stabilité ont également été comparés.

## **IV.2. Classification SMR et CSMR du massif rocheux de la carrière de Chouf-Ammar**

Cette approche est basée sur l'indice d'évaluation de la stabilité appelé SMR obtenu à partir de la classification RMR en ajoutant un facteur d'ajustement factoriel et un autre facteur de correction en fonction de la méthode d'excavation.

Les principaux avantages de cette approche selon (Tomas et al, 2007) sont : Pour effectuer des calculs rapides des paramètres de correction de SMR dans les cas où toutes les pistes ont le même pendage avec direction du pendage différente (comme dans les infrastructures linéaires et exploitation minière à ciel ouvert) ; la possibilité de travailler avec toutes les discontinuités afin de déterminer la

distribution des paramètres de correction pour sélectionner les valeurs les plus appropriées (valeur minimale, par exemple).

Comme nous avons mentionnée à littératures que (Riquelme et al, 2014) ont publié un format d'accès ouvert, une calculatrice programmée dans MS Excel pour le calcul des coefficients  $F_1$ ,  $F_2$  et  $F_3$  à partir des vecteurs de direction de la pente (azimut et pendage) et la discontinuité (ou la ligne d'intersection des plans dans le cas de rupture en coin) appelé *SMRTool*. Cette règle calcule automatiquement les angles auxiliaires A, B et C, ainsi que le type de rupture (planaire ou basculement) compatible avec la géométrie de l'étude de cas et fournit les valeurs de SMR de (Romana, 1985) et de (Tomás et al, 2007), y compris également la description de la classe, la stabilité, les modes de ruptures et le système de soutènement recommandé par (Romana, 1993). ( ANNEXE II)

Dans le cadre de cette étude on a utilisé une version plus récente (figure IV.1).

Une classification SMR et CSMR de massif de Chouf-Ammar a été déterminé avec une description a été donnée dans les tableaux IV.1, 2, 3 et 4.

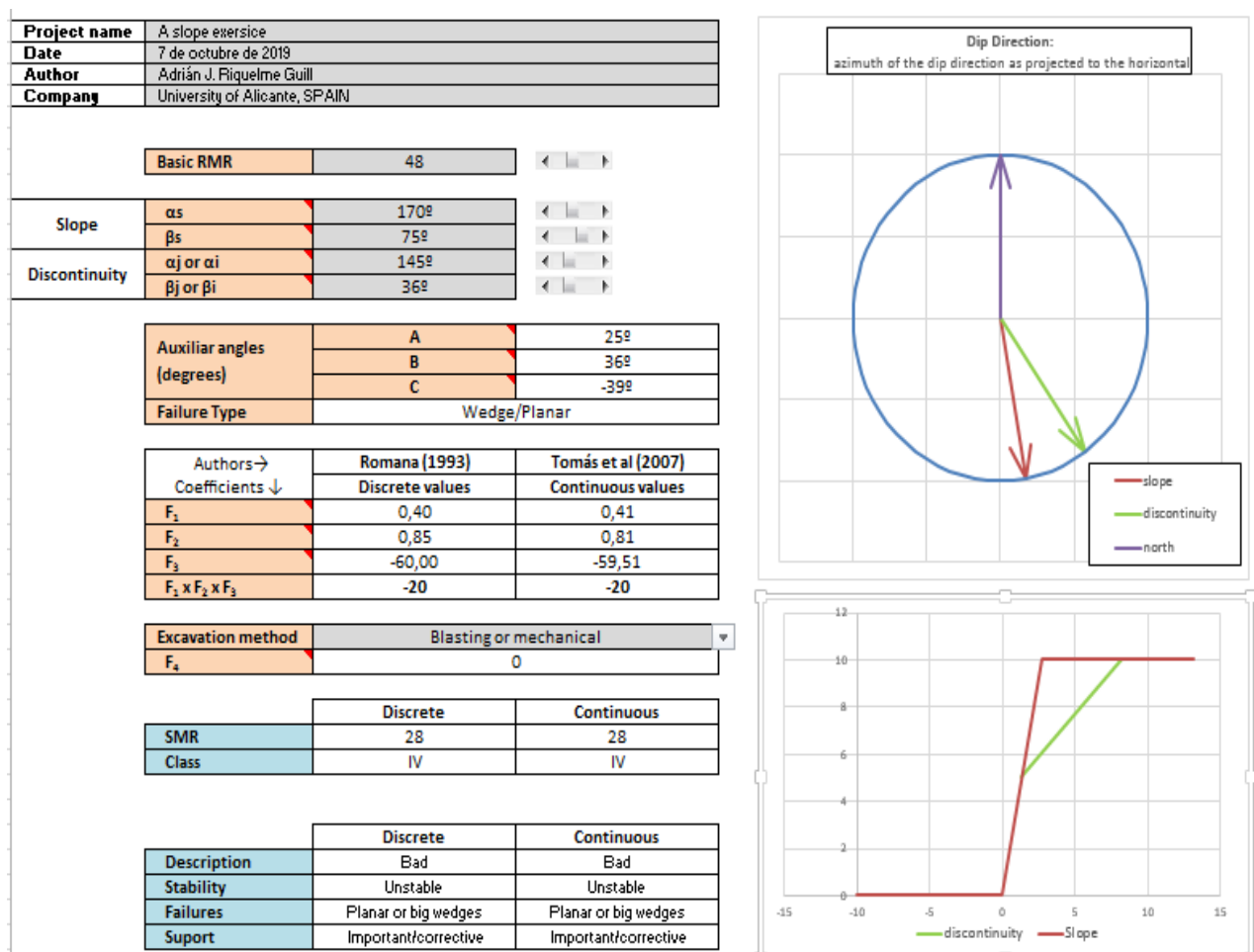


Figure. IV.1. Exemple d'affichage de l'application SMRtool (Riquelme et al, 2014).

Tableau. IV.1. Les valeurs SMR et description des classes de stabilité selon Romana 1993 (valeurs discrètes).

N° talus	Famille de discontinuités	Joint P direction/pendage (°)	talus direction p/pendage (°)	RMRb	F1	F2	F3	F1x F2x F3	F4	SMR	SMR class	Description du massif rocheux	Stabilité	Ruptures	Probabilité de rupture	Stabilité de talus	Support
1	F 1	220/21	210/80	70	0.70	0.40	-60	-17	0	53	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F 2	337/20		60	0.15	1.00	0.00	0	0	60					0.4		Occasionnelle
	F 3	330/30		65	0.15	1.00	-6	-1	0	64	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Systématique
	F 4	291/78		52	0.15	1.00	-50	-8	0	44	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		
2	F 1	293/17	210/82	60	0.15	0.15	-60	-1	0	59	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F 2	262/78		51	0.15	1.00	-50	-8	0	43							
3	F 1	307/08	210/80	57	0.15	1.00	0.00	0	0	57	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F 2	266/73		55	0.15	1.00	-50	-8	0	47							
4	F 1	316/24	210/80	65	0.15	1.00	0.00	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2	242/25		55	0.15	0.40	-60	-4	0	51	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
	F 3	260/75		50	0.15	1.00	-50	-8	0	42							
5	F 1	322/09	215/78	65	0.15	1.00	0.00	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2	200/09		65	0.70	0.15	-60	-6	0	59	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
	F 3	255/77	215/80	60	0.15	1.00	-50	-8	0	52							
6	F 1	237/20	215/80	65	0.40	0.15	-60	-4	0	61	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Activement instable	Occasionnelle
	F 2	323/24		65	0.85	0.40	-60	-20	0	45	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
	F 3	216/79		55	1.00	1.00	-50	-50	0	5	V	Très	Complètement	Grand plane ou	0.9		Reexcavation

**CHAPITRE IV**

**DELIMITATION DES ZONES D'INSTABILITE**

												Mauvaise	Instable	circulaire			
7	F 1	333/28	215/80	65	0.15	1.00	0.00	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2	255/20		60	0.15	0.15	-60	-1	0	59	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Occasionnelle
	F 3	262/77		59	0.15	1.00	-50	-8	0	51							III
8	F 1	256/08	215/80	70	0.15	0.15	-60	-1	0	69	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2	258/75		60	0.15	1.00	-50	-8	0	52	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
9	F 1	223/12	220/78	65	1.00	0.15	-60	-9	0	56	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2	332/12		70	0.15	1.00	0.00	0	0	70	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
	F 3	322/31	220/83	60	0.15	1.00	0.00	0	0	60	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
	F 4	261/79		65	0.15	1.00	-50	-8	0	57	III						
10	F 1	225/12	220/77	55	0.85	0.15	-60	-8	0	47	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2	320/19		60	0.15	1.00	-25	-4	0	56							
11	F 1	264/20	218/77	65	0.15	0.15	-60	-1	0	64	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2	324/29		60	0.15	1.00	1.00	0	0	60	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Occasionnelle
	F 3	259/80		55	0.15	1.00	-6.0	-1	0	54							III
12	F 1	245/09	215/80	70	0.15	0.15	-60	-1	0	69	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2	341/12		65	0.15	1.00	0.00	0	0	65							III
	F 3	261/79		64	0.15	1.00	-50	-8	0	56	III	Systematique					

13	F 1	237/12	210/80	63	0.40	0.15	-60	-4	0	59	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2	320/17		65	0.15	1.00	0.00	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
	F 3	297/34		62	0.15	0.70	-60	-6	0	56	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematic
	F 4	255/37		70	0.15	0.85	-60	-8	0	62	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
	F 5	265/79		55	0.15	1.00	-50	-8	0	47	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
14	F 1	232/15	210/80	60	0.40	0.15	-60	-4	0	56	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2	312/14		64	0.15	1.00	0.00	0	0	64	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
15	F 1	230/12	215/82	67	0.70	0.15	-60	-6	0	61	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2	293/18		68	0.15	0.15	-60	-1	0	67							
	F 3	279/36		66	0.15	0.85	-60	-8	0	58	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
	F 4	273/80		60	0.15	1.00	-50	-8	0	52							

Tableau. IV.2. Calcul de SMR et description des classes de stabilité selon Tomas et al 2007 (valeurs continues)

N° talus	Famille de discontinuités	Joint direction/pendage (°)	talus direction/pendage (°)	RM Rb	F1	F2	F3	F1x F2x F3	F 4	SMR	SM R class	Description du massif rocheux	Stabilité	Ruptures	Probabilité de rupture	Stabilité de talus	Support
1	F 1	220/21	210/80	70	0.85	0.28	-59.68	-14	0	56	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2	337/20		60	0.19	1.00	-0.55	0	0	60							
	F 3	330/30		65	0.18	1.00	-0.96	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
	F 4	291/78		52	0.15	0.99	-51.14	-8	0	44	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique

**CHAPITRE IV**

**DELIMITATION DES ZONES D'INSTABILITE**

2	F 1	293/17	210/82	60	0.15	0.23	-59.71	-2	0	58	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Activement instable	Systematique
	F 2	262/78		51	0.20	0.99	-55.32	-11	0	40	IV	Mauvaise	Instable	Plane ou grands Coins	0.6		Important / Corrective
3	F 1	307/08	210/80	57	0.15	1.00	-0.40	0	0	57	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2	266/73		55	0.19	0.98	-57.29	-11	0	47							
4	F 1	316/24	210/80	65	0.16	1.00	-0.65	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Activement instable	Occasionnelle
	F 2	242/25		55	0.30	0.37	-59.65	-7	0	48	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
	F 3	260/75		50	0.20	0.99	-56.23	-11	0	39	IV	Mauvaise	Instable	Plane ou grands Coins	0.6		Important / Correctif
5	F 1	322/09	215/78	65	0.16	1.00	-0.39	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2	200/09		65	0.71	0.18	-59.72	-8	0	57	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
	F 3	255/77		60	0.24	0.99	-45.00	-11	0	49							
6	F 1	237/20	215/80	65	0.48	0.27	-59.68	-8	0	57	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Activement instable	Systematique
	F 2	323/24		65	0.89	0.34	-59.66	-18	0	47							
	F 3	216/79		55	0.99	0.99	-45	-44	0	11	V	Très Mauvaise	Complettement Instable	Grand planne ou Circulaire	0.9		Reexcavation
7	F 1	333/28	215/80	65	0.18	1.00	-0.82	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginally stable	Occasionnelle
	F 2	255/20		60	0.24	0.27	-59.68	-4	0	56	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
	F 3	262/77		59	0.20	0.99	-53.86	-11	0	48							
8	F 1	256/08	210/80	70	0.24	0.18	-59.73	-3	0	67	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2	258/75		60	0.23	0.99	-56.23	-13	0	47							
9	F 1	223/12	220/78	65	0.97	0.20	-59.71	-11	0	54	III	Normal	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2	332/12		70	0.17	1.00	-0.42	0	0	70	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
	F 3	322/31		60	0.16	1.00	-0.88	0	0	60	III	Moyen	Partiellement	Quelques joints	0.4		Systematique

**CHAPITRE IV**

**DELIMITATION DES ZONES D'INSTABILITE**

	F 4	261/79	220/83	65	0.24	0.99	-55.32	-13	0	52			stable	ou nombreux coins			
10	F 1	225/12	220/75	55	0.94	0.20	-59.71	-11	0	44	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F 2	320/19		60	0.15	1.00	-25.56	-4	0	56							
11	F 1	264/20	218/77	65	0.21	0.27	-59.66	-3	0	62	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2	324/29		60	0.16	1.00	-0.73	0	0	60							III
	F 3	259/80		55	0.24	0.99	-6.14	-1	0	54							
12	F 1	245/09	215/80	70	0.33	0.18	-59.73	-4	0	66	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2	341/12		65	0.19	1.00	-0.44	0	0	65							III
	F 3	261/79		64	0.21	0.99	-45.00	-10	0	54							
13	F 1	237/12	210/80	63	0.37	0.20	-59.72	-4	0	59	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F 2	320/17		65	0.16	1.00	-0.50	0	0	65							II
	F 3	297/34		62	0.15	0.76	-59.58	-7	0	55	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		
	F 4	255/37		70	0.22	0.83	-59.56	-11	0	59							
	F 5	265/79		55	0.19	0.99	-45.00	-8	0	47							
14	F 1	232/15	210/80	60	0.48	0.21	-59.71	-6	0	54	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F 2	312/14		64	0.16	1.00	-0.46	0	0	64							II
15	F 1	230/12	210/80	67	0.71	0.20	-59.73	-8	0	59	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	
	F 2	293/18		68	0.16	0.24	-59.70	-2	0	66							II
	F 3	279/36		66	0.17	0.81	-59.58	-8	0	58	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		
	F 4	273/80		60	0.18	0.99	-51.14	-9	0	51							

Tableau. IV.3. Calcul de CSMR et description des classes de stabilité selon Romana 1993.

N° Talus	Famille de discontinuités	H (m)	ζ	RMRb	λ	F1x F2x F3	F4	Valeur SMR	Classe SMR	Description du massif rocheux	Stabilité	Ruptures	Probabilité de rupture	Stabilité de Talus	Support
1	F 1	15	1	70	0.7	-17	0	58.10	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F 2			60	0.7	0	0	60					0.4		
	F 3			65	0.7	-1	0	64.30	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
	F 4			52	0.8	-8	0	45.6	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
2	F 1	15	1	60	1	-1	0	59	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F2			51	0.8	-8	0	44.6							
3	F 1	15	1	57	1	0	0	57	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F2			55	0.7	-8	0	49.4							
4	F 1	15	1	65	1	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			55	0.7	-4	0	52.2	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
	F3			50	0.8	-8	0	43.6							
5	F 1	20	1	65	0.7	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			65	0.7	-6	0	60	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
	F 3			60	0.7	-8	0	54.4							
6	F 1	20	1	65	0.7	-4	0	62.2	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Activement instable	Occasionnelle
	F 2			65	0.7	-20	0	51	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
	F 3			55	0.7	-50	0	20	V	Trés Mauvaise	Complètement Instable	Grand planne ou circulaire	0.9		Reexcavation
7	F 1	20	1	65	1	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			60	0.7	-1	0	59.3	III	Moyen	Partiellement	Quelques joints	0.4		Systématique

**CHAPITRE IV**

**DELIMITATION DES ZONES D'INSTABILITE**

	F 3			59	0.8	-8	0	52.6			stable	ou nombreux coins			
8	F 1	20	1	70	0.7	-1	0	69.3	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			60	0.8	-8	0	53.6	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
9	F 1	20	1	65	0.7	-9	0	58.7	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F 2			70	1	0	0	70	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
	F 3			60	1	0	0	60	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
	F 4			65	0.7	-8	0	59.4							
10	F 1	20	1	55	0.7	-8	0	49.4	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F 2			60	1	-4	0	56							
11	F 1	20	1	65	0.7	-1	0	64.3	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			60	1	0	0	60	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
	F 3			55	0.8	-1	0	54.2							
12	F 1	20	1	70	0.7	-1	0	69.3	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			65	1	0	0	65							
	F 3			64	0.8	-8	0	57.6	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
13	F 1	20	1	63	0.7	-4	0	60.2	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F 2			65	0.7	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
	F 3			62	1	-6	0	56	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
	F 4			70	1	-8	0	62	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
	F 5			55	0.8	-8	0	48.6	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique

## CHAPITRE IV

## DELIMITATION DES ZONES D'INSTABILITE

14	F 1	15	1	60	0.7	-4	0	57.2	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2			64	0.7	0	0	64	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
15	F 1	15	1	67	0.7	-6	0	62.8	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			68	1	-1	0	67							
	F 3			66	1	-8	0	58	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
	F 4			60	0.8	-8	0	53.6							

Tableau. IV.4. Calcul de CSMR et description des classes de stabilité selon Tomas 2007.

N° Talus	Famille de discontinuités	H (m)	ζ	RMRb	λ	F1x F2x F3	F4	Valeur SMR	Classe SMR	Description du massif rocheux	Stabilité	Ruptures	Probabilité de rupture	Stabilité de Talus	Support
1	F 1	15	1	70	0.7	-14	0	60.2	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2			60	0.7	0	0	60					0.4		
	F 3			65	0.7	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
	F 4			52	0.8	-8	0	45.6	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
2	F 1	15	1	60	1	-2	0	58	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2			51	0.8	-11	0	42.2							
3	F 1	15	1	57	1	0	0	57	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2			55	0.7	-11	0	47.3							
4	F 1	15	1	65	1	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			55	0.7	-7	0	50.1	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
	F 3			50	0.8	-11	0	41.2							
5	F 1	20	1	65	0.7	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			65	0.7	-8	0	59.4	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
	F 3			60	0.7	-11	0	52.3							

**CHAPITRE IV**

**DELIMITATION DES ZONES D'INSTABILITE**

												nombreux coins			
6	F 1	20	1	65	0.7	-8	0	59.4	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Activement instable	Systématique
	F 2			65	0.7	-18	0	52.4							
	F 3			55	0.7	-44	0	24.2	IV	Mauvaise	Instable	planne ou large coins	0.6	Reexcavation	
7	F 1	20	1	65	1	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			60	0.7	-4	0	57.2	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
	F 3			59	0.8	-11	0	50.2							
8	F 1	20	1	70	0.7	-3	0	67.9	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			60	0.8	-13	0	49.6	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
9	F 1	20	1	65	0.7	-11	0	57.3	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F 2			70	1	0	0	70	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
	F 3			60	1	0	0	60	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
	F 4			65	0.7	-13	0	55.9							
10	F 1	20	1	55	0.7	-11	0	47.3	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systématique
	F 2			60	1	-4	0	56							
11	F 1	20	1	65	0.7	-3	0	62.9	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			60	1	0	0	60	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systématique
	F 3			55	0.8	-1	0	54.2							
12	F 1	20	1	70	0.7	-4	0	67.2	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			65	1	0	0	65							
	F 3			64	0.8	-10	0	56	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		

## CHAPITRE IV

## DELIMITATION DES ZONES D'INSTABILITE

13	F 1	20	1	63	0.7	-4	0	60.2	III	Normal	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2			65	0.7	0	0	65	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
	F 3			62	1	-7	0	55	III	Moyen	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
	F 4			70	1	-11	0	59	III	Moyen		Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
	F 5			55	0.8	-8	0	48.6							
14	F 1	15	1	60	0.7	-6	0	55.8	III	Normal	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4	Marginalement stable	Systematique
	F 2			64	0.7	0	0	64	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2		Occasionnelle
15	F 1	15	1	67	0.7	-8	0	61.4	II	Bonne	Stable	Quelques blocks	0.2	Marginalement stable	Occasionnelle
	F 2			68	1	-2	0	66							
	F 3			66	1	-8	0	58	III	Normal	Partiellement stable	Quelques joints ou nombreux coins	0.4		Systematique
	F 4			60	0.8	-9	0	52.8							

IV.3. Analyse de stabilité par projection stéréographique

L'identification des modes de ruptures pour les différentes familles de discontinuités identifiées, associées aux différents domaines lithologiques est réalisée par une analyse cinématique à l'aide de la projection stéréographique en utilisant le DIPS V.6,008, ce dernier permet de mieux visualiser les données d'une manière assez compréhensive, qui nous fournit l'occasion de délimiter 02 zones critiques dont la première concerne les ruptures planaires et dièdres, à propos de ces deux modes nous avons basé sur les travaux de (Markland ,1972 ; Hocking ,1976) modifiés par (Wyllie and Mah, 2004), la deuxième présente les conditions pour avoir des ruptures par basculements (Goodman,1989).

L'analyse cinématique sera réalisée pour chacun des formations de la carrière (C1, C2 et C3), chacun des formations présentant des possibilités de rupture seront analysés séparément. Les résultats de l'analyse statistique des mesures de discontinuité ont permis nous quantifions l'orientation des discontinuités. La formation rocheuse C1 de la carrière de Chouf Ammar a cinq concentrations de pôles correspondant à cinq familles de discontinuités (figure IV.2). Les deux autres formations C2 et C3 présentent quatre familles de discontinuités où la dernière famille de chaque formation correspond aux discontinuités stratigraphiques (Figures IV.3, IV.4 ; tableau IV.5). La carrière de Chouf Amar est marquée par la présence d'un réseau des failles avec Dip / Dip direction présenté dans le tableau IV.6.

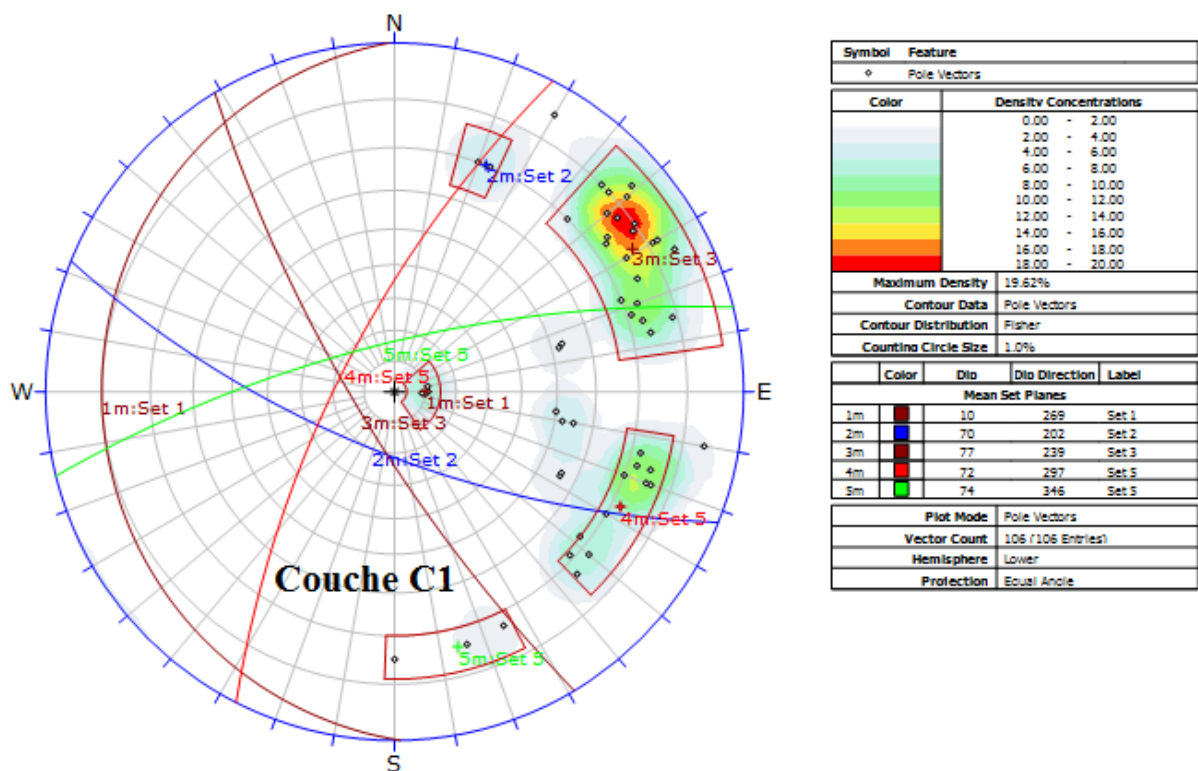


Figure. IV.2. Les Cinq familles des discontinuités pour la formation C 1

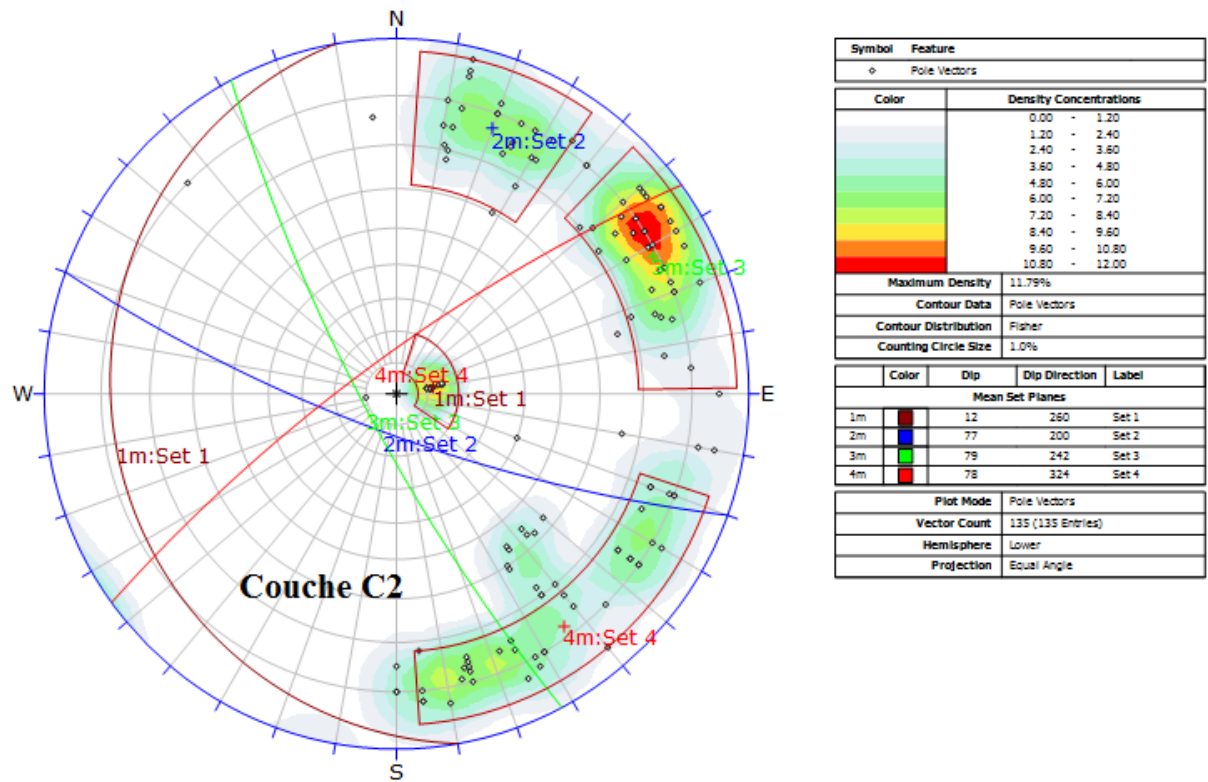


Figure. IV.3. Les quatre familles des discontinuités pour la formation C 2

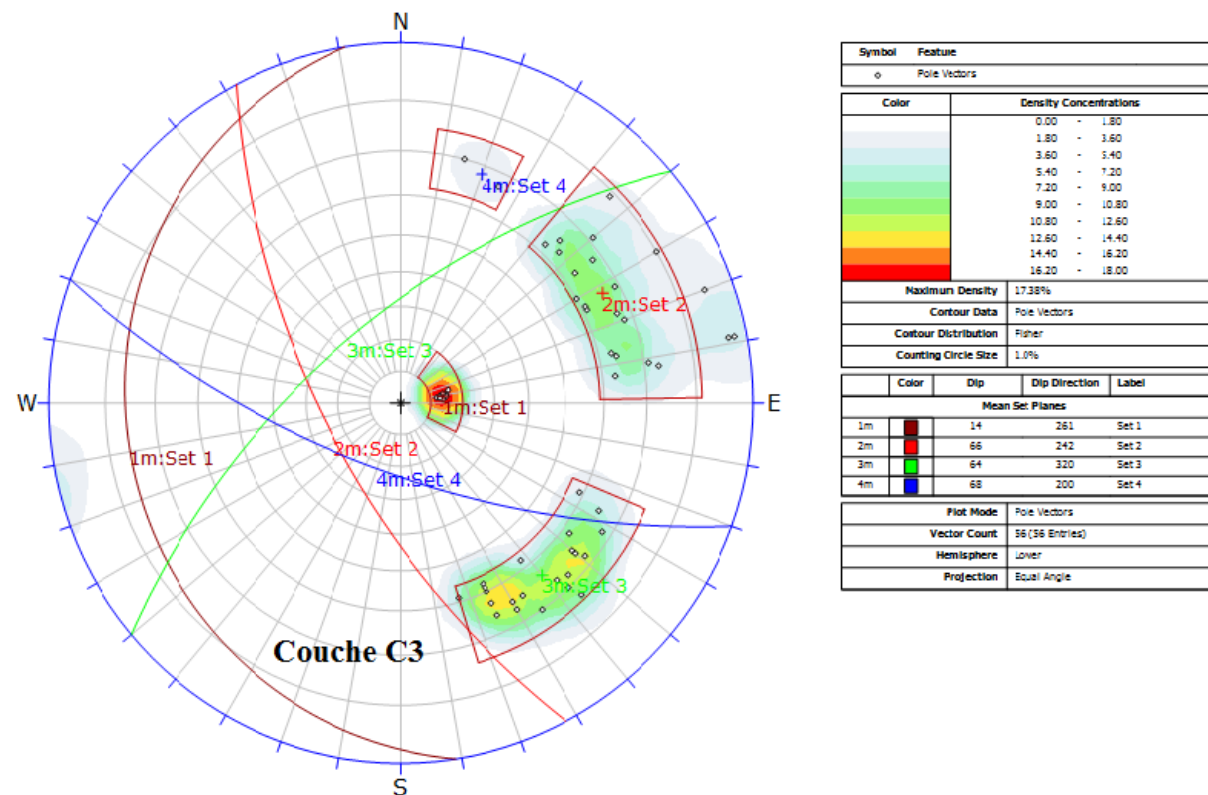


Figure. IV.4. Les quatre familles des discontinuités pour la formation C 3

**Tableau. IV.5.** Les familles des discontinuités pour les formations C1, C2, C3.

	C1		C2		C3	
	Pendage(°)	Direction de pendage (°)	Pendage(°)	Direction de pendage(°)	pendage (°)	Direction de pendage(°)
F1	10	269	12	260	14	261
F2	70	202	77	200	66	242
F3	77	239	79	242	64	320
F4	72	297	78	324	68	200
F5	74	346				

**Tableau. IV.6.** Les orientations des failles pour la carrière Chouf-Ammar.

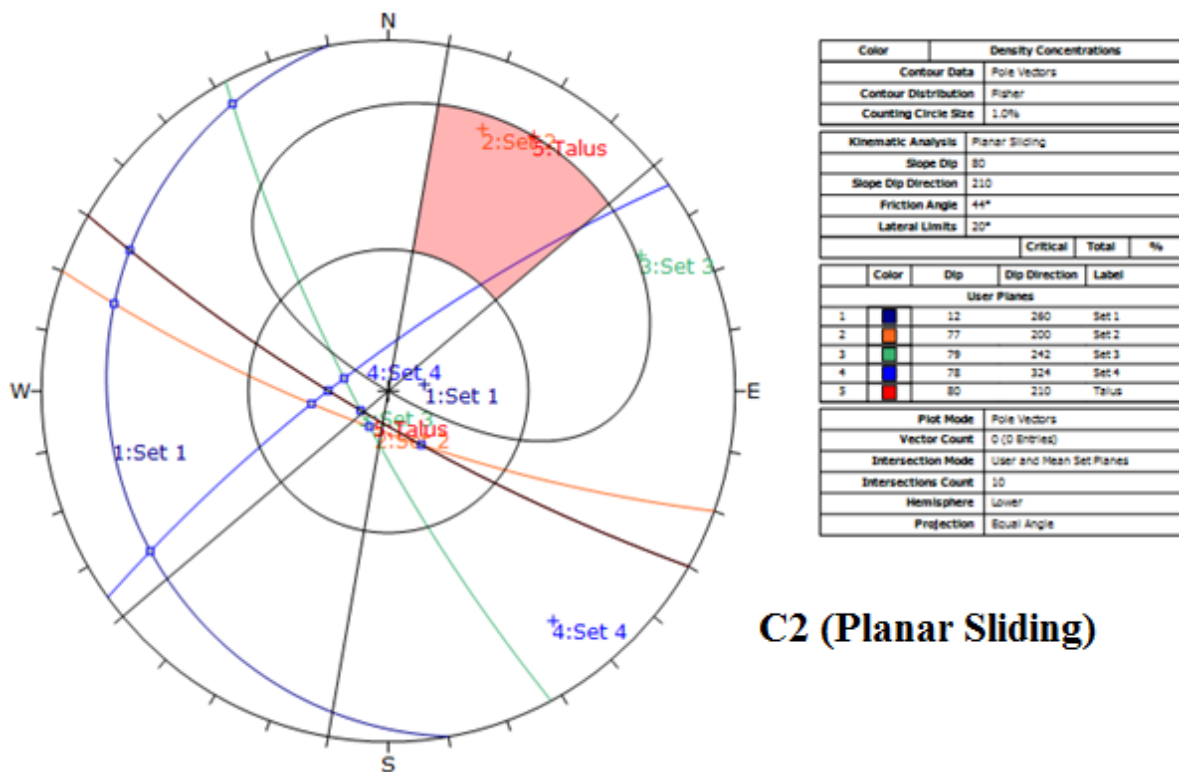
Failles	F1	F2	F3	F4	F5	F6
Direction de pendage (°)	232	293	294	325	310	357
Pendage (°)	48	50	72	62	88	76

L'analyse de la persistance de failles majeures ou de joints de stratification dans diverses directions a été prise en compte. Avec un angle de friction interne  $\varphi = 25$  à  $44^\circ$ , la famille des joints de stratification peut donner lieu à des ruptures planes dans les gradins et l'intercalation. L'examen des résultats d'analyse cinématique de familles de discontinuités présentée dans le tableau IV.5 indiquent que la formation C1 montre plusieurs possibilités des ruptures en coin (figure IV.5) et deux basculements (figure IV.6). L'analyse de la formation C2 montre plusieurs directions de l'exploitation avant en raison des instabilités structurelles (planaires et en coin et basculements) rencontrées (figures IV.7, IV.8 et IV.9).

Pour la formation C3 les analyses cinématique montrent plusieurs ruptures en coin et possibilités des ruptures en planaire et en basculement (figures IV.10, IV.11 et IV.12).

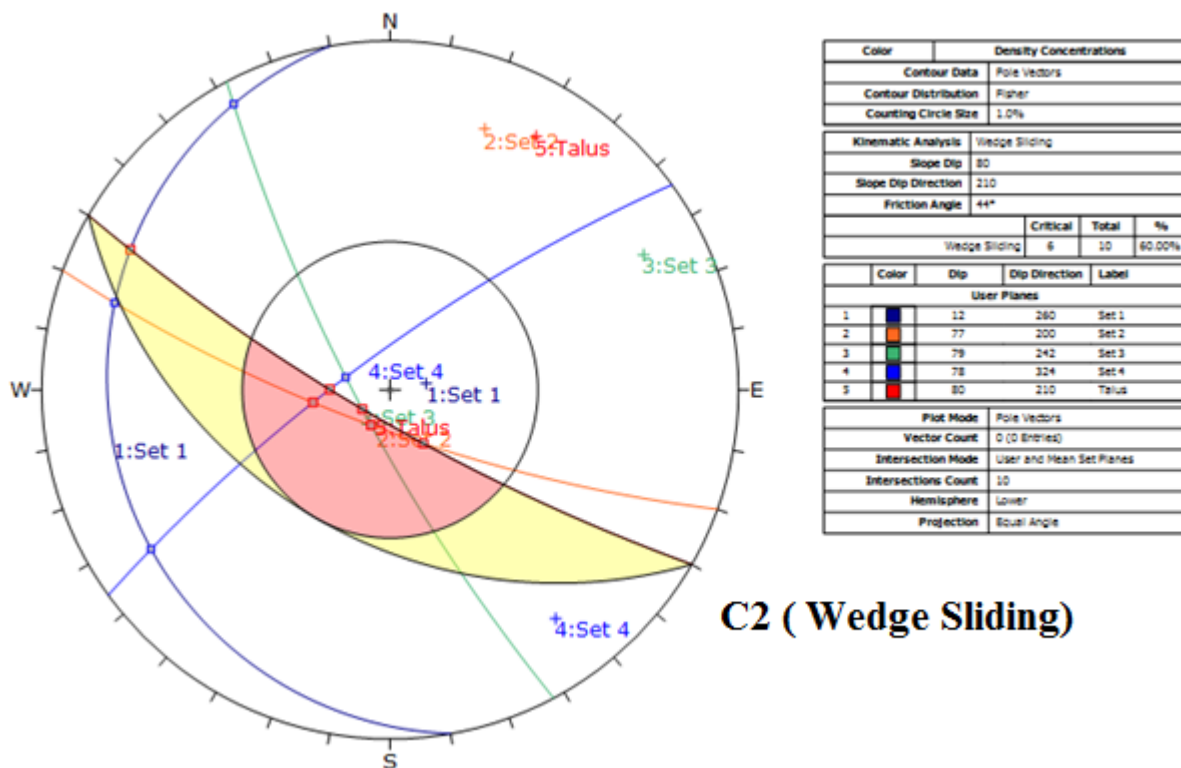
Les analyses cinématique pour les failles majeures dans la carrière de Chouf-Ammar montrent plusieurs ruptures (planaires et en coin et basculements) (figures IV.13, IV.14 et IV.15).





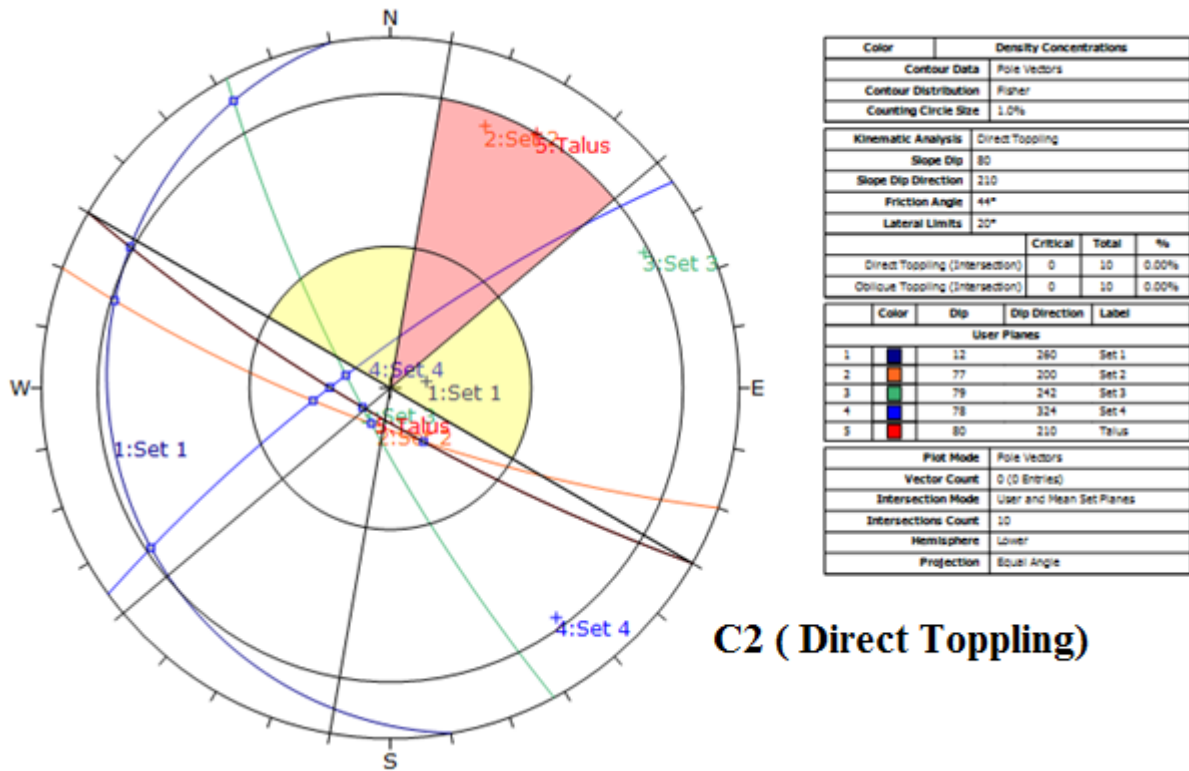
**C2 (Planar Sliding)**

**Figure. IV.7.** Analyse cinématique des différents modes de rupture en planaire (**Planar Sliding**) possible pour formation C2.



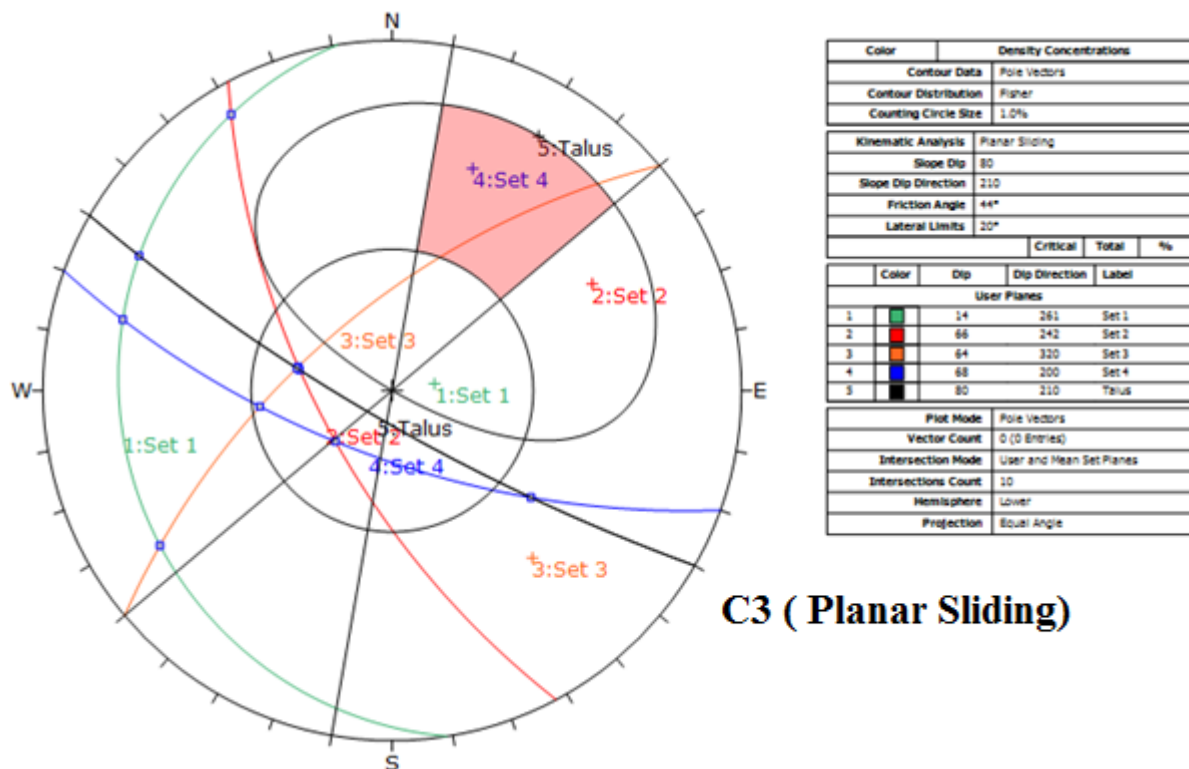
**C2 (Wedge Sliding)**

**Figure. IV.8.** Analyse cinématique des différents modes de rupture en coin (**wedge Sliding**) possible pour formation C2



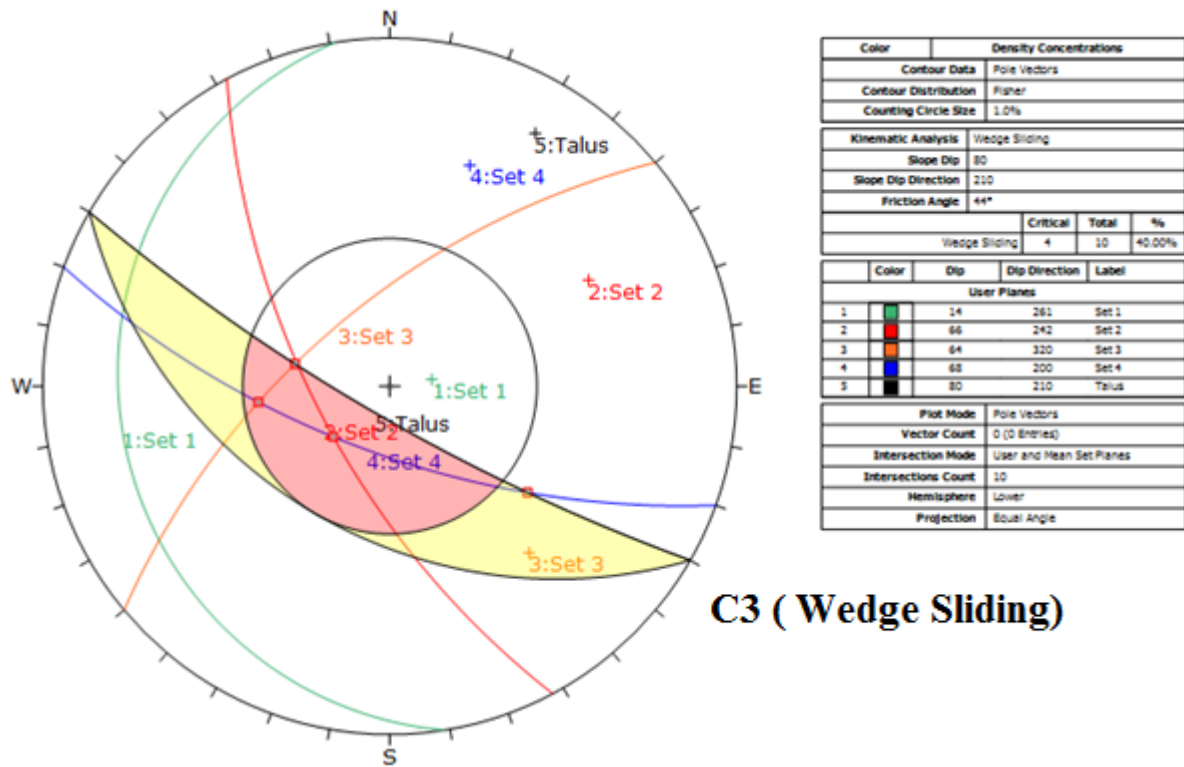
C2 ( Direct Toppling)

Figure. IV.9. Analyse cinématique des différents modes de rupture en basculement (Direct Toppling) possible pour formation C2



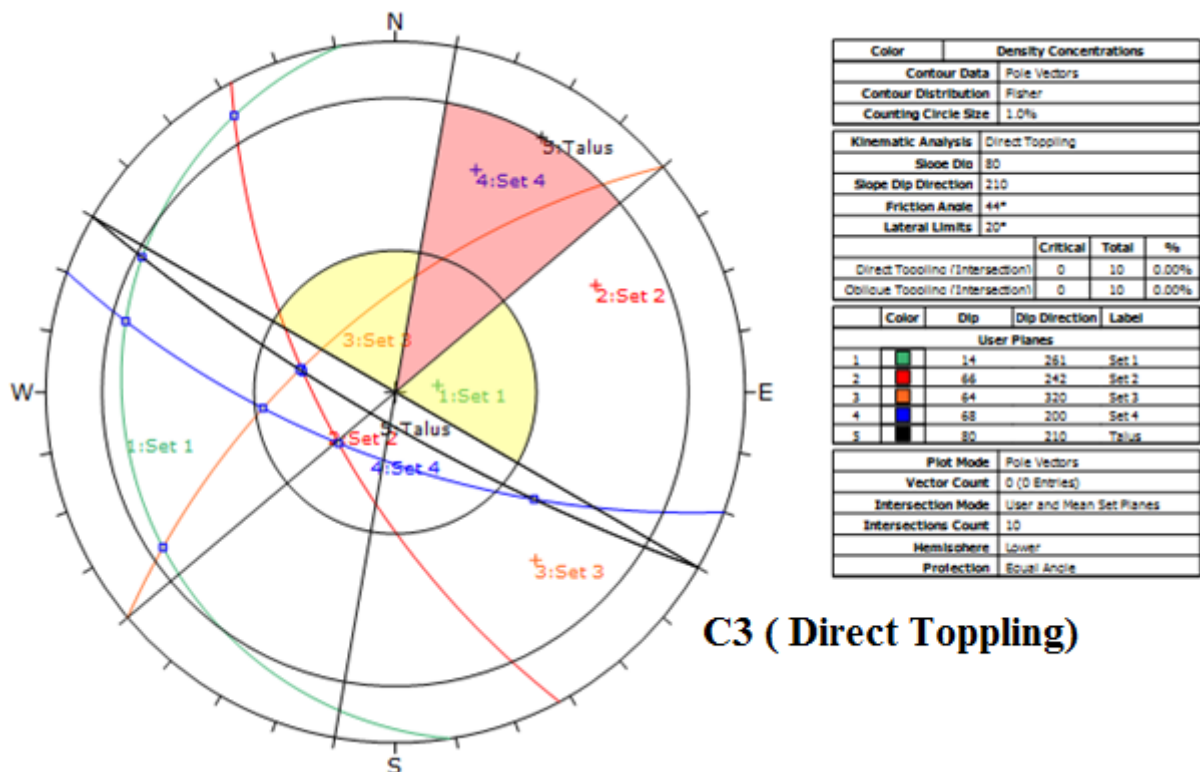
C3 ( Planar Sliding)

Figure. IV.10. Analyse cinématique des différents modes de rupture en planaire (Planar Sliding) possible pour formation C3.



C3 ( Wedge Sliding)

Figure. IV.11. Analyse cinématique des différents modes de rupture en coin (wedge Sliding) possible pour formation C3.



C3 ( Direct Toppling)

Figure. IV.12. Analyse cinématique des différents modes de rupture en basculement (Direct Toppling) possible pour formation C3.

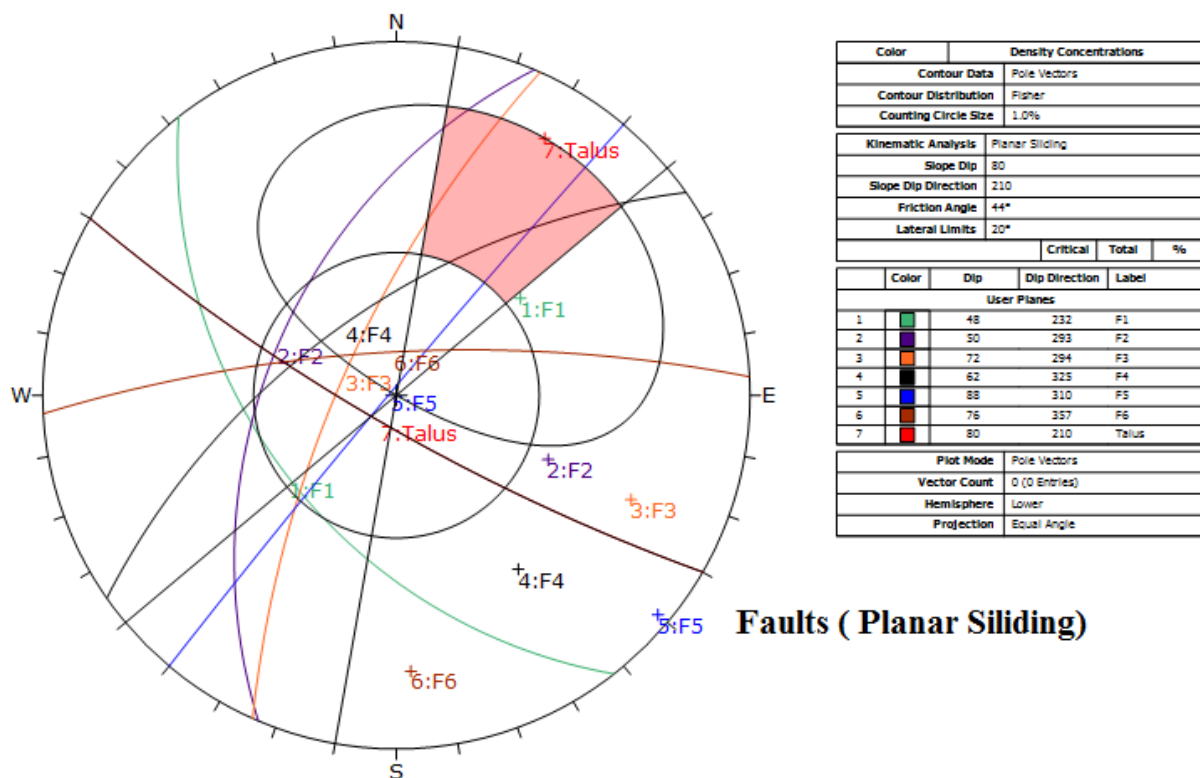


Figure. IV.13. Analyse cinématique des différents modes de rupture en planaire (Planar Sliding) possible pour faille majeur de la carrière de Chouf-Ammar.

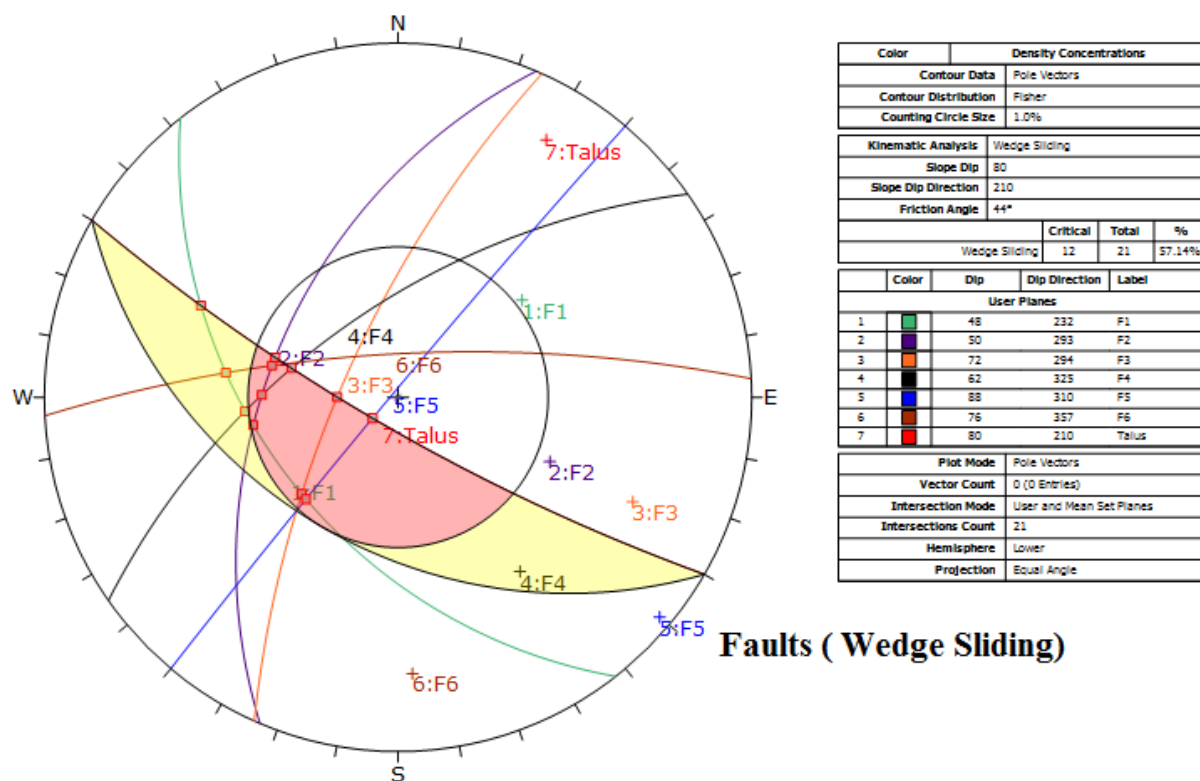
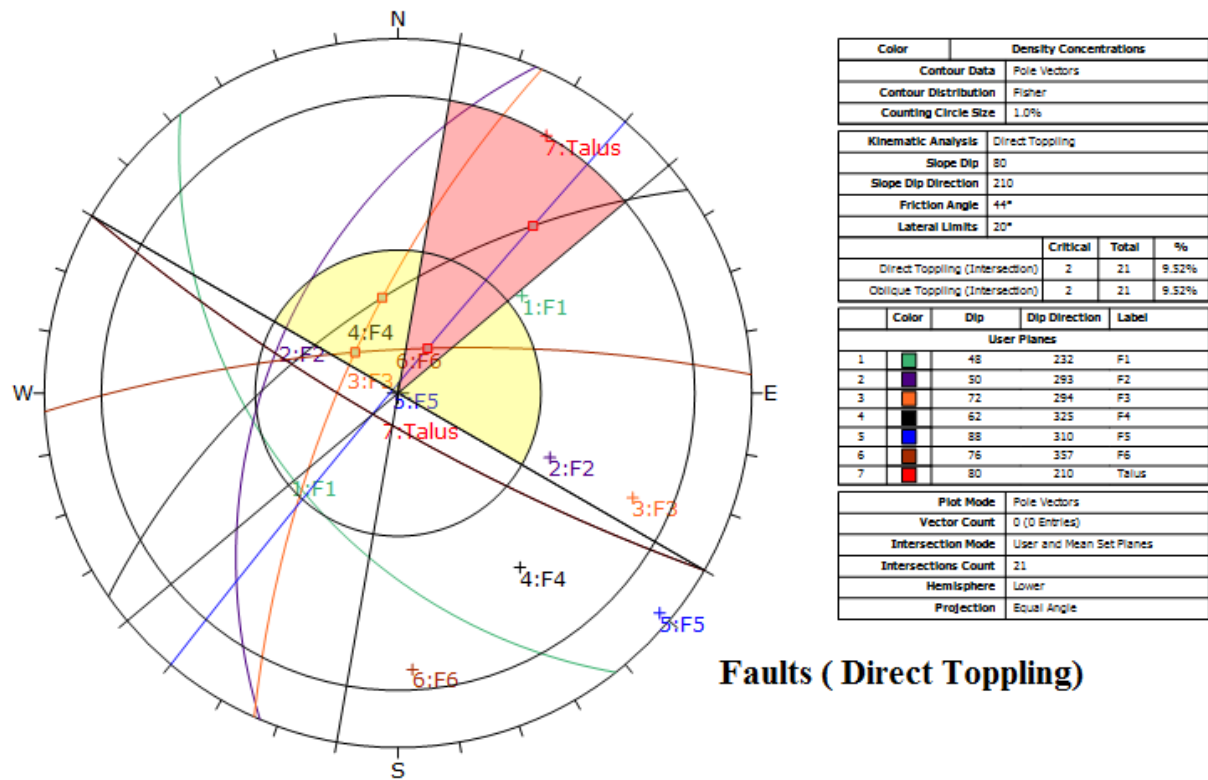


Figure. IV.14. Analyse cinématique des différents modes de rupture en planaire (Wedge Sliding) possible pour faille majeur de la carrière de Chouf-Ammar.



Faults ( Direct Toppling)

Figure. IV.15. Analyse cinématique des différents modes de rupture en planaire (Direct Toppling) possible pour faille majeure de la carrière de Chouf-Ammar.

**Tableau. IV.7.** Résultats des Analyse cinématique des différents modes de rupture de la carrière de Chouf-Ammar.

<b>Formations</b>	rupture en planaire	rupture en coin	Rupture en basculements
<b>C1</b>	-	<b>F2 et F3</b>	<b>F5</b>
	-	<b>F2 et F5</b>	<b>F4</b>
	-	<b>F2 et F4</b>	-
	-	<b>F5 et F1</b>	-
	-	<b>F5 et F1</b>	-
<b>C2</b>	<b>F4</b>	<b>F2 et F3</b>	<b>F4</b>
	-	<b>F2 et F4</b>	-
	-	<b>F2 et F1</b>	-
	-	<b>F3 et F4</b>	-
	-	<b>F1 et F4</b>	-
	-	<b>F1 et F3</b>	-
<b>C3</b>	<b>F3</b>	<b>F4 et F2</b>	-
	-	<b>F4 et F3</b>	-
	-	<b>F4 et F1</b>	-
	-	<b>F1 et F3</b>	-
	-	<b>F3 et F2</b>	-
	-	<b>F1 et F2</b>	-
<b>Failles</b>	<b>F4 et F5</b>	<b>F3 et F5</b>	<b>F5 et F4</b>
	<b>F3</b>	<b>F1 et F2</b>	<b>F5 et F6</b>
	<b>F2</b>	<b>F1 et F4</b>	<b>F2</b>
	-	<b>F2 et F4</b>	<b>F3</b>
	-	<b>F4 et F6</b>	-
	-	<b>F1 et F6</b>	-
	-	<b>F1 et F5</b>	-
	-	<b>F1 et F3</b>	-

#### IV.4. Discussion des résultats

##### A. SMR(romana 1993)

Le SMR a été réalisé à l'aide des ensembles de familles de discontinuités indépendants de chaque gradin étudiée. Et enfin, en analysant les ensembles des familles présentés dans le tableau IV.1, SMR a classé la stabilité des pentes comme étant complètement stable, stable, partiellement stable, instable et complètement instable. En utilisant ces cinq catégories de stabilité SMR selon Romana (1993), cette étude a catégorisé les pentes comme étant existantes en trois étapes : Stable, marginalement stable et activement instable, comme présenté dans le tableau IV.1.

Les valeurs SMR indiquent que les talus 1 (F3), 4-5-6-7-8 et 11 (F1), 9 et 14 (F2), 12 et 15 (F 1 et 2), 13 (F 1 et 2) ont été classés dans la classe II, décrite comme

bonne, stable, avec une probabilité de rupture de 0,2. Mais des ruptures de certains blocs pourraient se produire.

Cependant, seuls les talus 1 (F 1,2 et 4), talus 4-5-7 et 11 (F 2 et 3), talus 6 et 8 (F 2), talus 9 (F 1,3 et 4), talus 12 (F 3), talus 13 (F 1,3 et 5), talus 14 (F 1), talus 15 (F 3 et 4) ont été classés dans la classe III, décrite comme étant normale, partiellement stable, avec une probabilité de rupture de 0,4, et des ruptures de certains joints ou de plusieurs coins pourraient se produire.

Cependant, seul le talus 6 (F 3) sont classés dans la classe V, qui est décrite comme très mauvaise, complètement instable, avec une probabilité de rupture de 0,9. Mais les ruptures de grand planaire ou circulaire pourrait se produire. (Voir tableau IV.1 selon Romana 1993).

### **B. SMR (Tomas et al 2007)**

Les résultats du test SMR continu indiquent une condition partiellement stable aux talus 1 (F 1,2 et 4), talus 2 (F 1), talus 4-5-7-11 (F 2 et 3), talus 6 (F 1 et 2), talus 9 (F 1,3 et 4), talus 12 (F 3), talus 13 (F 1,3,4 et 5), talus 14 (F 1), talus 15 (F 1,3 et 4), talus 3, 8 et 10 ont été classées dans la classe III, qualifiée de normale avec une probabilité de rupture de 0,4 et des ruptures de plusieurs joints ou de plusieurs coins pourraient se produire. Cependant, seuls les talus 1 (F 3), talus 4-5-7-11 (F 1), talus 12 (F 1 et 2), talus 9-13-14-15 (F 2) ont été classés dans la classe II, qui est : décrit comme bonne, stable, avec une probabilité rupture de 0,2. Mais des ruptures de certains blocs pourraient se produire.

L'analyse pour le talus 2 (F 2) et talus 4 (F 3) a des valeurs SMR négatives. En effet, les valeurs de RMR sont inférieures à 40, ce qui indique que les roches de mauvaise qualité ont été classées dans la classe IV, décrite comme mauvaise, instable, avec une probabilité de rupture de 0,6. Mais les ruptures planaire ou de grands coins pourraient se produire. Le talus 6 (F 3) est classés dans la classe V, qui est décrite comme très mauvaise, complètement instable, avec une probabilité de rupture de 0,9. Mais des ruptures de grand planaire ou circulaires pourraient se produire. (Voir le tableau IV.2, d'après Tomas et al 2007).

Deux types de résultats sont calculés pour SMR à l'aide de RMR basic. Encore une fois, les résultats du SMR original avec RMR basic indiquent une augmentation des notations SMR par rapport au SMR continu. Par exemple, dans les tableaux IV.1 et IV.2, passez de instable à partiellement stable.

### **C. Chinese Slope Mass Rating (CSMR)**

#### **CSMR selon (romana 1993)**

Les résultats du SMR chinois montrent une légère augmentation des valeurs du SMR. Mais il faut montrer que l'égalité entre la classe SMR et la description du massif rocheux et le SMR original (Tableau IV.1, selon Romana 1993). Les résultats du SMR chinois montrent une égalité des résultats du SMR avec le SMR d'origine (voir le tableau IV.3, selon Romana 1993).

**CSMR selon Tomas et al 2007**

Les résultats du SMR chinois montrent une légère augmentation des résultats du SMR. Par exemple, dans le talus 2, la classification SMR est instable, la classe IV avec la valeur SMR égale à 40 pour la famille 2. Alors que le SMR chinois donne les résultats de la classe III partiellement stable, la valeur SMR est 42 ; 58 pour les familles 1 et 2. En outre, au talus 4, les résultats SMR sont classés comme instables, classe IV, valeur SMR 39 d'après SMR de (Tomas 2007), et sont partiellement stables, classe III, valeur de SMR 50 ; 41 pour les familles 3 et 4 d'après le SMR chinois.

De plus, au talus 6, les résultats SMR sont classés comme complètement instables, classe V, valeur SMR 11 pour la famille 3 dans le SMR (Tomas 2007), et il est instable, classe IV, valeur de SMR 24 pour la famille 3 selon le SMR chinois.

De plus, au talus 8, les résultats SMR sont classés en tant que partiellement stables, classe III, valeur SMR 67 ; 47 pour les familles 1 et 2 d'après SMR (Tomas 2007), et il est partiellement stable, classe III, valeur SMR 49 pour la famille 2 et stable, classe II, valeur SMR 68 pour la famille 1 selon le SMR chinois.

De plus, au talus 15, les résultats SMR sont classés comme partiellement stables, classe III, valeur SMR, 59 ; 58 ; 51 pour les familles 1, 2 et 4 d'après le SMR (Tomas 2007), et il est partiellement stable, classe III, valeur de SMR 58, 52 pour les familles 3 et 4, et il est stable, classe II, valeur de SMR 61 ; 66 pour les familles 1 et 2 selon SMR chinois. (Voir tableau IV.4 selon Tomas 2007).

La même chose peut être dite pour les fonctions discrètes telles que le SMR original et chinois, où les résultats augmentent par rapport à ceux obtenus à partir du SMR continu.

L'original et le chinois SMR montrent des résultats similaires, et les classes d'évaluation de la stabilité rocheuse sont presque les mêmes. Cette similitude n'est pas surprenante dans la mesure où les concepts sous-jacents utilisés dans les deux méthodes sont les mêmes pour les facteurs de correction F1, F2 et F3.

Le SMR chinois, une version modifiée du SMR continu, ajoute deux facteurs, à savoir le facteur de hauteur (H) pour les talus supérieurs à 80 m et le facteur de condition de discontinuité ( $\lambda$ ). Lors de l'application dans cette étude, le facteur de hauteur est éliminé car toutes les talus de cette étude ont une hauteur inférieure à 80 m. Les indices CSMR chinois sont plus élevés que le SMR original. Ceci est dû au facteur de condition de discontinuité ( $\lambda$ ), en particulier pour les discontinuités avec des conditions favorables. On peut en conclure que le CSMR chinois a tendance à être moins conservateur que le SMR de Romana.

Il suggère également que le SMR continu pourrait être considéré comme une meilleure méthode d'évaluation de la stabilité des talus rocheux.

**D. Analyse cinématique des différents modes de rupture**

Pour chacun des formations être présentés de façon graphique par stéréogramme, l'angle de friction utilisé pour ces représentation sera de 44 degrés, ce qui présente une valeur moyenne.

**1. Formation C1**

La formation C1 présente une direction de 210 avec un angle de talus de de 80°. Les figures IV.5 et IV.6 présente les différentes familles de discontinuités présentes dans ce domaine (C1), ainsi que l'orientation du talus dans ce secteur. La zone comprise entre le talus et l'angle de friction correspond à la zone pouvant présenter d'éventuelles ruptures. En observant cette zone, la possibilité de 15 ruptures en coin (Cinq à l'intérieur de la zone critique avec 33.33 % de possibilité de rupture en coin), (figure IV.5) et 15 possibilités de basculement avec (F4, F5) se trouve dans la zone critique avec une possibilité de 6.67 % de rupture (figure IV.6) comme démontré dans le tableau IV.7.

**2. Formation C2**

La figure IV.7 montre qu'il y a possibilité de rupture planaire selon la famille de discontinuités F4 (N324/78) orientées dans le diagramme stéréographique. La famille 4 présente une orientation favorable au phénomène de rupture planaire, car le pendage de cette famille est près de l'angle de pendage de talus 80 degrés. La ligne de pendage maximal se retrouve à la limite de la zone critique de rupture planaire ce qui limite passablement les risques associés à ce type de rupture.

L'autre type de rupture qui pourrait être observé dans cette direction est 10 ruptures en coin (6 cas rupture se trouvent l'intérieur de la zone critique avec 60 % possibilité de rupture en coin. En effet, l'intersection entre les deux familles (F<sub>1</sub> et F<sub>3</sub>) se retrouve à l'intérieur de la zone critique de rupture en coin. En plus, l'intersection entre les familles (F<sub>2</sub> et F<sub>3</sub>), (F<sub>2</sub> et F<sub>4</sub>).....ect, (tableau IV.7) respectives présentent aussi des possibilités de rupture en coin (figure IV.8).

La figure IV.9 illustre l'analyse de la formation C2 d'une direction de pendage 210 degrés. Sur cette figure, il est possible d'observer le basculement dans cette direction est maintenant possible à travers la famille 4 (N324/78).

**3. Formation C3**

La figure IV.10 montre l'analyse cinématique de la formation C3 de direction de pendage 210 avec un pendage de talus de 80°. Cette dernière prouve bien que la rupture planaire dans cette direction est remarquable par une orientation de (N320/64) de la famille 3. La ligne de pendage maximal se retrouve à l'intérieur de la zone critique pour ce type de rupture

La figure IV.11 démontre bien l'existence de six possibilités de rupture en coin, l'intersection entre F<sub>1</sub>F<sub>2</sub>, F<sub>1</sub>F<sub>3</sub>, F<sub>3</sub>F<sub>2</sub>, F<sub>4</sub>F<sub>1</sub>, F<sub>4</sub>F<sub>2</sub>, F<sub>4</sub>F<sub>3</sub> se retrouve dans la zone critique de rupture (4 zone critique avec 40% de rupture).

La figure IV.12 illustre l'analyse de la formation C3 d'une direction de pendage 210 degrés. Sur cette figure, il est possible d'observer le basculement dans cette direction est maintenant possible à travers la famille 3 (N320/64).

#### **4. Les failles majeures**

La figure IV.13 démontre qu'il y a trois possibilités de rupture dans la direction de pendage 210 degrés. Premièrement, la faille 4 (N325/62) et la faille 5 (N310/88) présente une possibilité de rupture planaire, se retrouve dans la zone critique de rupture. La faille 3 (N294/72) et la faille 2 (N293/50) présente une possibilité de rupture planaire, La ligne de pendage maximal se retrouve à la limite de la zone critique de rupture ce qui limite les risques associés à ce type de rupture.

La figure IV.14 démontre 21 cas d'intersections et bien l'existence de 8 possibilités de rupture en coin, l'intersection entre les failles: F1F2, F1F3, F1F4, F1F5, F1F6, F2F4, F3F5, F4F6, se retrouvent dans la zone critique de rupture (12 zone critique avec possibilité de 57.14 % de rupture).

La figure IV.15 illustre l'analyse de failles majeures de la carrière de Chouf-Amar. Sur cette figure se trouve 21 cas de rupture (21 intersection), il est possible d'observer quatre basculement dans cette direction est maintenant possible à travers les failles (F5 et F4), (F5 et F6), F2, F3, se retrouve dans la zone critique de rupture en basculement avec 9.52 % de rupture.

#### **IV.5. Conclusion**

Ces études examinent les systèmes de classification de la masse rocheuse, en particulier ceux développés pour l'évaluation de la stabilité des talus rocheux. Trois méthodes empiriques, le SMR original, le SMR chinois et le SMR continu, sont appliquées à 15 talus (gradins) situées dans une zone accidentée le long du massif calcaire de la carrière de ciment Chouf-Ammar en Algérie. Les conclusions suivantes peuvent être tirées de ces études.

Dans la présente étude, il est prévu que les talus (gradins),(1,3,5,7,8,9,10,11,12,13,14 et 15) soient stables de manière marginale avec des possibilités de rupture de quelques joints ou de plusieurs ruptures en coins et basculement, les talus (2, 4 et 6) sont activement instables avec des possibilités de ruptures planaire ou circulaire.

Les résultats de la classification SMR montrent que la carrière présente des possibilités de ruptures de différents types (planaire, dièdre, basculement) au niveau des formations rocheux.

D'une manière générale, la méthode empirique SMR reste un outil d'analyse rapide qui peut donner une idée générale sur les gradins des talus stables en se basant sur des paramètres qualitatifs. Par contre, cette méthode ne peut pas garantir des résultats fiables. Il faut analyser chaque type de rupture (planaire, dièdre, basculement...) à l'aide des outils qui tiennent compte de tous les paramètres qui influencent la stabilité notamment le facteur de sécurité. Ce que nous verrons de développer dans le chapitre suivant.

L'analyse cinématique des formations rocheuses de la carrière de Chouf-Ammar a été réalisée pour les ruptures structurellement contrôlée à l'aide du logiciel DIPS 6.008 (Roc-science Inc., 2013). Les résultats de l'analyse montre que la carrière présente des risques de glissement de différents types, selon les ruptures planaire et les ruptures en dièdre et basculement. Avec forte probabilité enregistrée jusqu'à 60% pour les ruptures en coin selon les familles de discontinuités et de 37.14 % pour les failles. Et une probabilité de 6.4 % à 9.52 % pour les ruptures en basculement.

---

## Chapitre V : Analyse de stabilité par la méthode d'équilibre limite et validation numérique des résultats

### V.1. Introduction

Le calcul des ouvrages géotechniques (fondations, pentes et talus,...) a longtemps été abordé au point de vue de la stabilité (calcul à la rupture), c'est-à-dire selon une approche dans laquelle le comportement du roche est supposé rigide-plastique (plasticité parfaite : critère de Mohr-Coulomb).

Cette approche, validée par son application quotidienne au calcul de stabilité des talus, a besoin d'être améliorée par la prise en compte des déformations avant la rupture et des non-linéarités des déformations des roches (élasticité non-linéaire, élasto-plasticité). Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode d'équilibre limite et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des roches. Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élasto-plastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des roches. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés. Les deux logiciels de calcul utilisés dans cette étude et présentés ci-après sont fondés sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants. Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des talus sous sollicitations statiques (poids propre et surcharges) ou dynamique (séismes, machines).

L'analyse de la stabilité des talus à ciel ouvert (mines et carrières) demande la compréhension de la géologie, l'hydrogéologie, la séismologie et de la géotechnique du site en plus de connaissances sur les méthodes analytiques et numériques (Rathod et al., 2012). Afin d'utiliser correctement une méthode d'analyse, le degré d'investigation fait sur le site et la quantité de données récupérées doivent être similaires à la complexité de la méthode d'analyse utilisée (Stead et al., 2006).

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour les calculs des glissements, mais chaque logiciel a ses propres algorithmes (méthodes de résolutions et paramètres de modélisation). On peut donc obtenir suivant la méthode de résolution utilisée, des informations plus ou moins variées.

En ce qui concerne l'étude de stabilités présentée dans cette thèse, nous utiliserons deux logiciels de calcul basé sur la méthode de l'équilibre limite (SLIDE) et la méthode de l'élément finis (FHASE 2).

### V.2. Méthodes d'équilibre limite par SLIDE

Le but de cette section est d'utiliser la méthode d'équilibre limite par plusieurs méthodes (Bishop, Janbu simplifiée, Spencer, ....ect), pour analyser dans sa

globalité la stabilité des talus par plusieurs coupes sur la carrière de Chouf-Ammar. Le logiciel Slide de Roc-Science est utilisé pour cette fin. Ce logiciel est conçu pour ce type d'analyse de talus excavés dans les massifs rocheux. Il permet d'utiliser des critères de rupture non linéaire comme Hoek et Brown et même d'introduire une anisotropie de résistance, Le critère de rupture de Mohr-Coulomb. L'insertion directe de discontinuités n'est pas possible avec le logiciel Slide, De plus, le modèle est créé de telle sorte qu'il est assez étendu pour que toutes les surfaces de ruptures potentiellement critiques testées par le logiciel puissent y être dessinées.

Cette analyse sera principalement utile pour connaître le comportement global du massif rocheux et trouver le volume qui risque d'être vulnérable lors d'une instabilité majeure. Différentes options de ce logiciel ont été utilisées pour évaluer la capacité de cette technique à identifier la surface la plus critique.

### V.2.1. Présentation du logiciel Slide

Slide est un programme qui permet de faire une analyse de stabilité des talus en deux dimensions, par la méthode de l'équilibre limite, des surfaces circulaires ou non circulaires dans les sols et les roches. Les approches déterministes peuvent être développées. C'est un programme très simple à utiliser, mais des modèles complexes peuvent être créés et rapidement analysés.

Le logiciel Slide est conçu pour l'analyse de la stabilité des pentes. Il peut être utilisé pour concevoir et/ou analyser des pentes naturelles ou d'ingénieries telles les remblais, les barrages en terre et les talus et bord de mines et carrière. Ce programme a la capacité d'analyser à la fois une surface de rupture non circulaire définie par l'utilisateur et la recherche de la surface de rupture minimale non circulaire. Slide a une interface graphique qui fournit un large éventail de modélisation et d'interprétation de données de fonctionnalités (Abramson et al., 2002). Il permet aussi :

1. L'évaluation de la stabilité des talus dans des conditions spécifiques ;
2. L'évaluation de la possibilité de la rupture des talus ;
3. La détermination de l'influence des changements proposés sur un talus ;
4. Les comparaisons de l'efficacité des solutions de rechange correctives ou préventives ;
5. L'analyse de sensibilité pour évaluer l'influence des variations dans les paramètres critiques telles que la géométrie, les propriétés des matériaux et les conditions de l'eau souterraine sur la stabilité des pentes ;
6. L'analyse des ruptures qui ont été déjà produites. Ceci aide à comprendre les mécanismes de rupture et à obtenir les propriétés matérielles in-situ ;
7. La conception des mesures réparatrices ou préventives pour les pentes et l'évaluation des effets des chargements exceptionnels tels que les tremblements de terre sur les pentes et les remblais.

**V.2.2. Les caractéristiques de modélisation par Slide**

Les caractéristiques de modélisation par Slide pour l'étude de stabilité d'une pente sont influencées par des facteurs telles que des conditions géologiques (sols, strates, discontinuités, conditions des eaux souterraines, ...etc.), les propriétés des matériaux et de la géométrie. En règle générale, plusieurs de ces facteurs ne peuvent être définis avec beaucoup de certitude.

**V.2.3. Les étapes de modélisation par Slide****A. Saisie des limites** (la création d'un modèle Slide) :

C'est de définir les limites de la région de dessin, afin de voir le modèle en cours de création que nous entrons dans la géométrie. La première limite qui doit être définie pour chaque modèle de Slide est la frontière externe, qui englobe la région d'analyse.

**B. Localisation des surfaces critiques**

L'un des aspects les plus importants de l'analyse de la stabilité des pentes est de trouver la surface de glissement. Les développeurs de ce logiciel ont mis en œuvre des techniques de recherche prouvées pour localiser les deux surfaces de glissement ; circulaires et non circulaires. Ils aident les ingénieurs à déterminer les surfaces critiques (Abramson et al.2002).

Les techniques employées par ce logiciel sont :

1. La recherche de la grille de surface circulaire ;
2. La détermination d'une seule surface circulaire définie par un centre et un rayon ou par trois points sur la surface ;
3. La recherche auto-affiner : une technique itérative pour localiser le cercle de glissement minimum en utilisant les résultats d'une itération précédente pour réduire la zone de recherche dans l'étape suivante ;
4. La recherche de bloc non circulaire en utilisant la génération aléatoire de surface de glissement.

**C. Limites de la pente**

Les limites de pente sont calculées automatiquement par Slide dès que la frontière externe est créée, ou chaque fois que les opérations de montage (par exemple sommets en mouvement) sont effectuées sur la frontière externe. Les limites de pente servent à deux objectifs dans une analyse d'une surface circulaire.

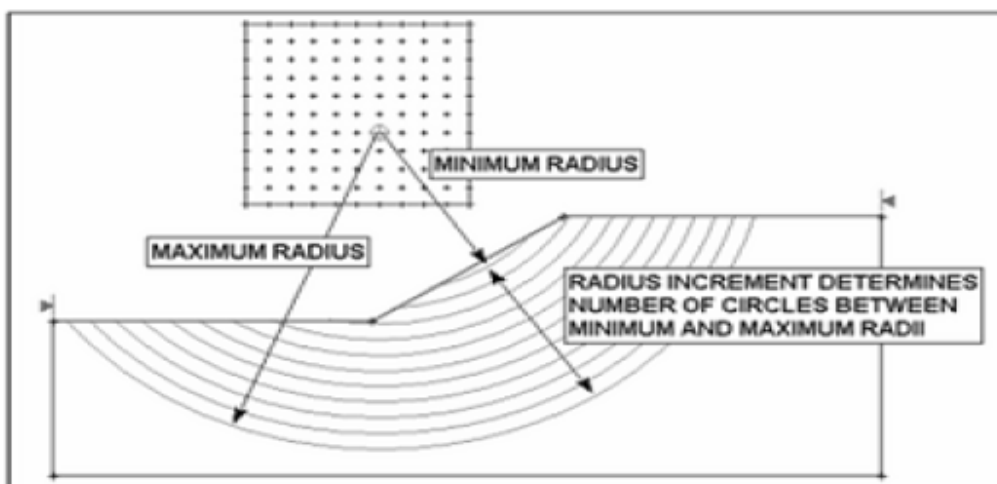
**D. Le filtrage**

Toutes les surfaces de glissement doivent être en intersection avec la frontière externe, dans les limites de la pente. Si les points de début et de fin d'une surface de glissement ne sont pas dans les limites de la pente, la surface de glissement est jetée (non analysés).

### E. La génération

Les sections de la frontière externe entre les limites de pente définissent la surface de la pente à être analysée et qui est utilisée pour générer les cercles de glissement pour une grille de recherche, comme suit: Pour chaque point de la grille de centre de glissement, les rayons maximaux sont déterminés sur la base des distances du centre de glissement, à la surface de la pente, comme le montre la figure V.1.

Le rayon d'incrément est ensuite utilisé pour déterminer le nombre de cercles de glissement générés entre le minimum et le maximum des cercles de rayons à chaque point de la grille.



**Figure. V.1.** Exemple de détermination du nombre de cercles de glissement (Logiciel Slide 6.0)

### F. Calcul et interprétation des résultats

Slide affiche des recherches telles que : - Une surface de glissement avec le facteur de sécurité le plus bas ; - Toutes les surfaces de glissement sont codées par couleur en fonction du facteur de sécurité qui varie en fonction de la méthode d'analyse choisie.

## V.3. Préparation de modèle

L'objectif de cette section est de présenter le modèle numérique qui intègre les données topographiques, géologiques et la surface de rupture critique. Nous avons réalisée quatre profils (A-A, B-B, C-C, D-D) pour la carrière de Chouf-Ammar. (Voir les figures suivantes)

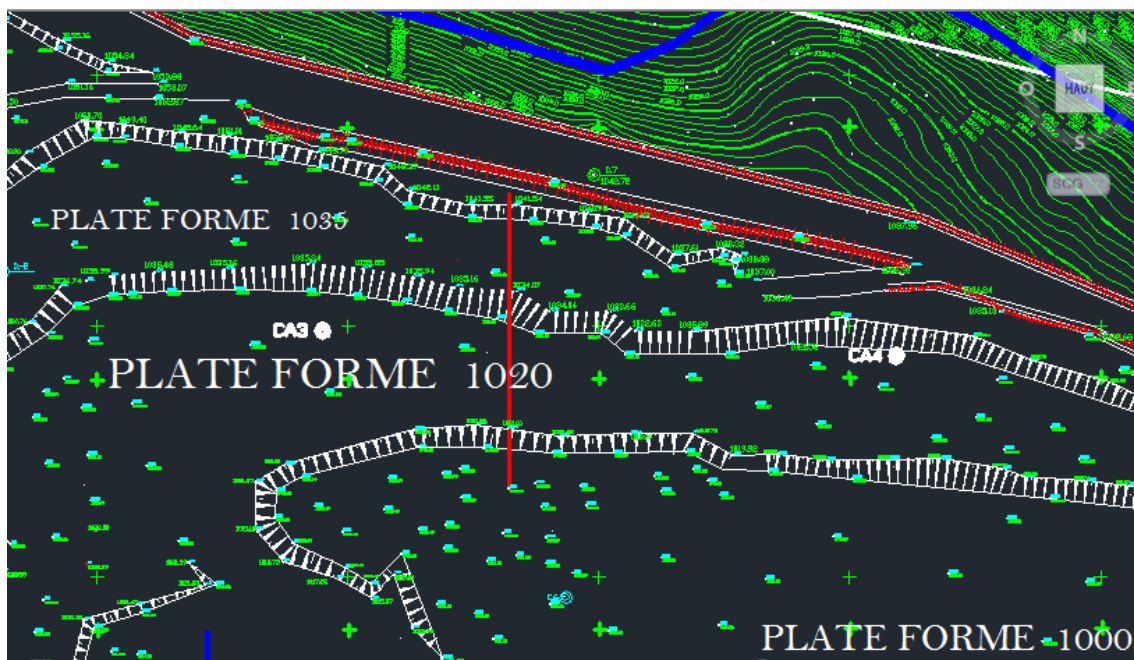


Figure. V.2. Coupe A-A pour les niveaux 1000 à 1040 de la carrière de Chouf-Ammar.

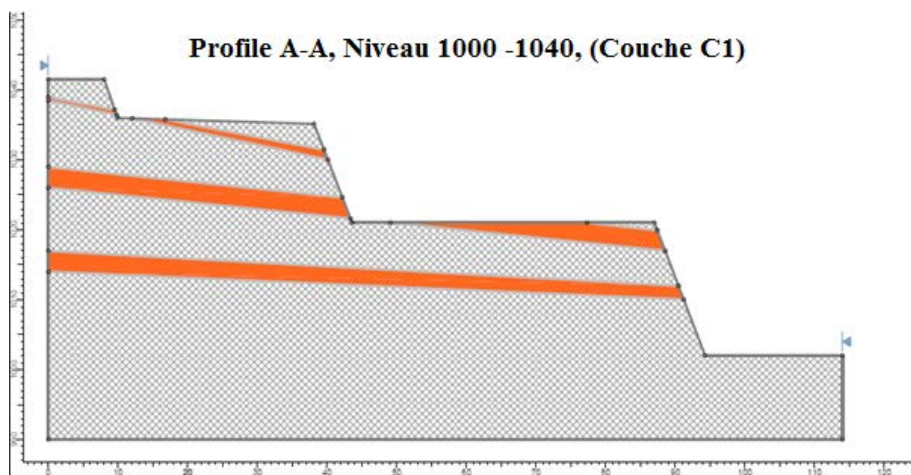


Figure. V.3. Profil A-A, Niveau 1000 – 1040 pour la couche C1.

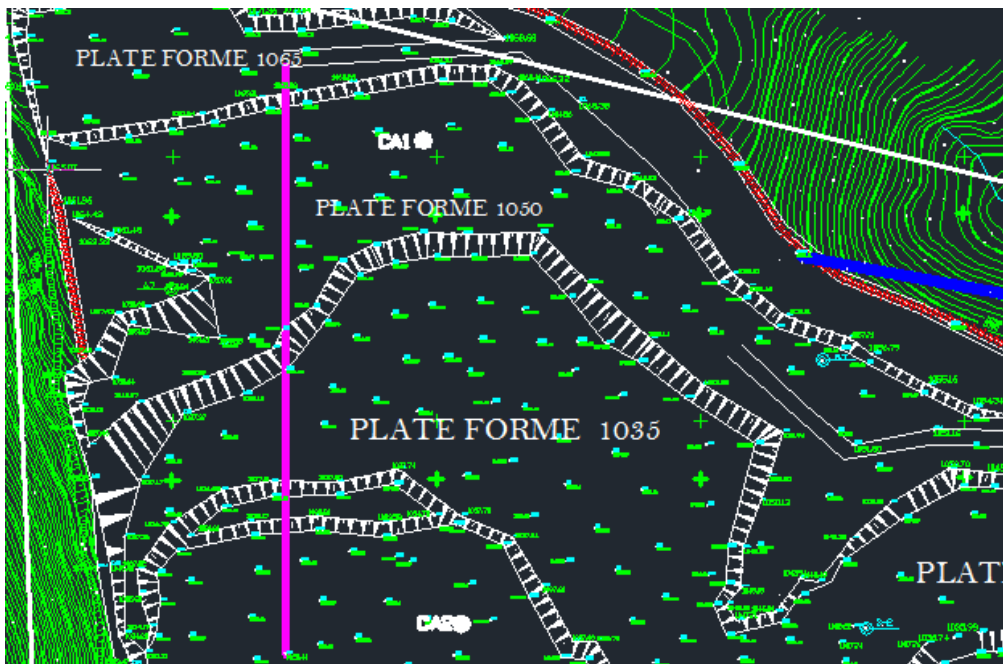


Figure. V.4. Coupe B-B pour les niveaux 1020 à 1065 de la carrière de Chouf-Ammar.

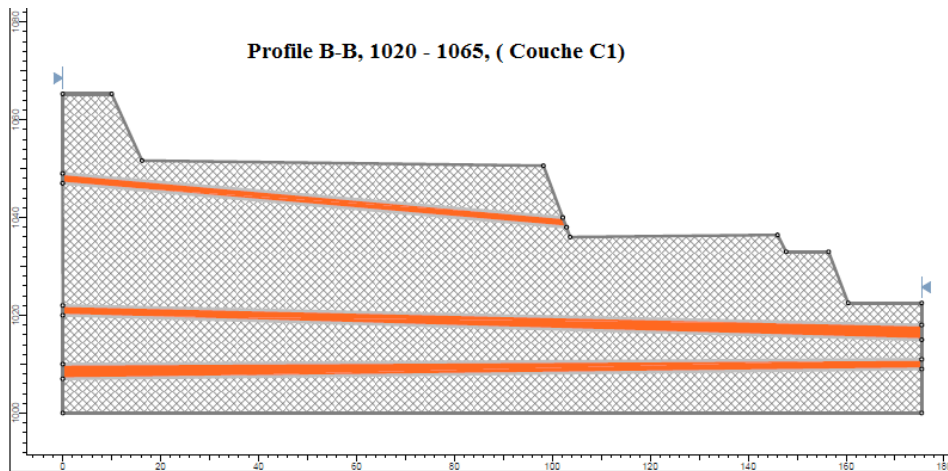


Figure. V.5. Profil B-B, Niveau 1020 – 1065 pour la couche C1.

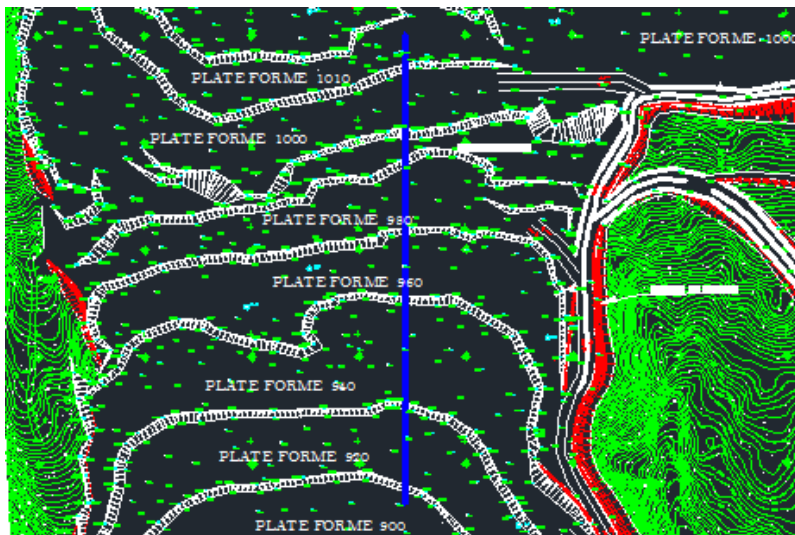


Figure. V.6. Coupe C-C pour les niveaux 900 à 1010 de la carrière de Chouf-Ammar.

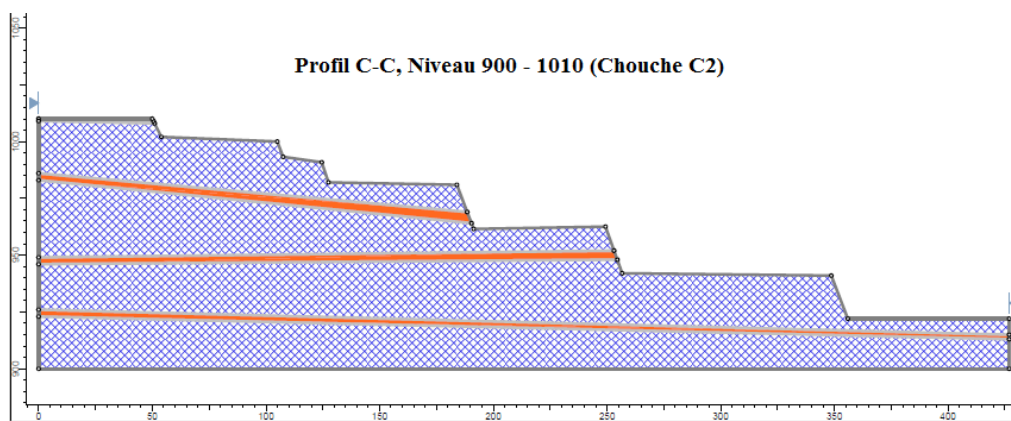


Figure. V.7. Profil C-C, Niveau 900 – 1010 pour la couche C2.

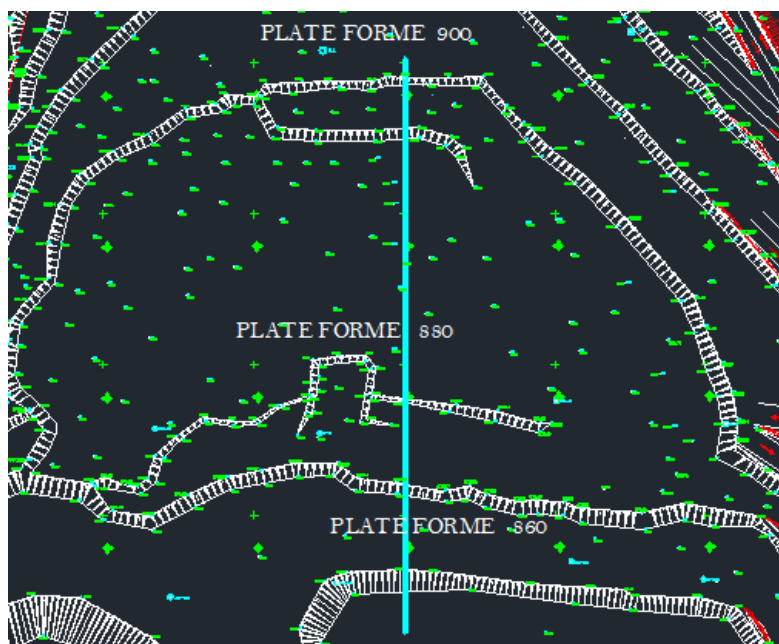


Figure. V.8. Coupe D-D pour les niveaux 845 à 900 de la carrière de Chouf-Ammar.

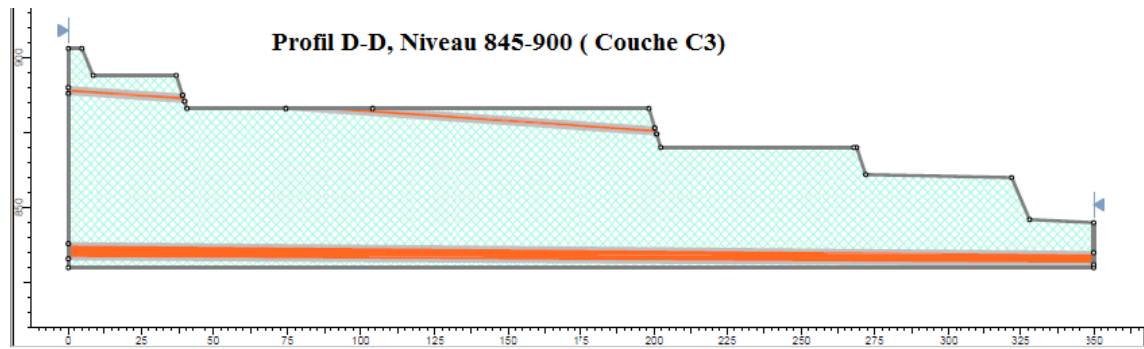


Figure. V.9. Profil D-D, Niveau 845 – 900 pour la couche C3.

**V.4. Les phases de calcul**

On a choisi quatre méthodes de calcul : Bishop (1955), Morgenstern et price GLE (1965), Spencer (1967) et Junbu simplifiée (1973).

**V.4.1. Cas Statique**

**A. Profile A-A**

**A.1. Méthode Bishop**

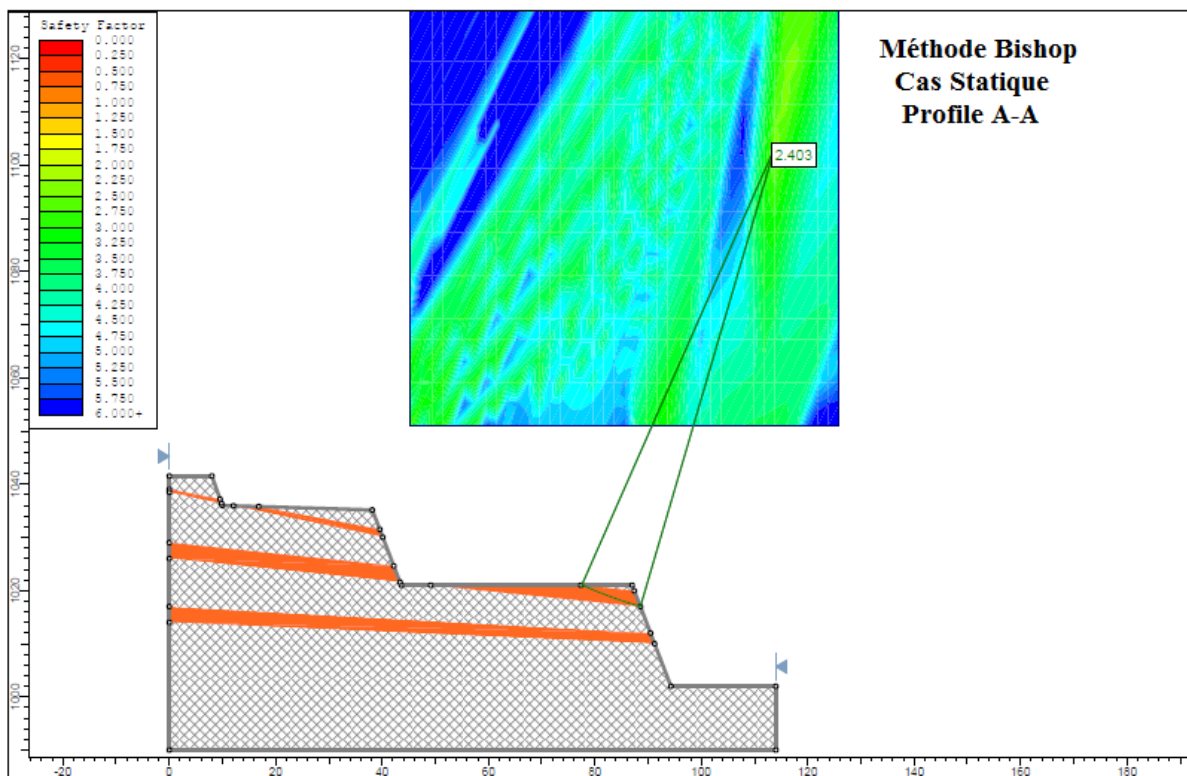


Figure. V.10. Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile A-A (1000 à 1040) cas statique (Slide).

A.2. Méthode GLE

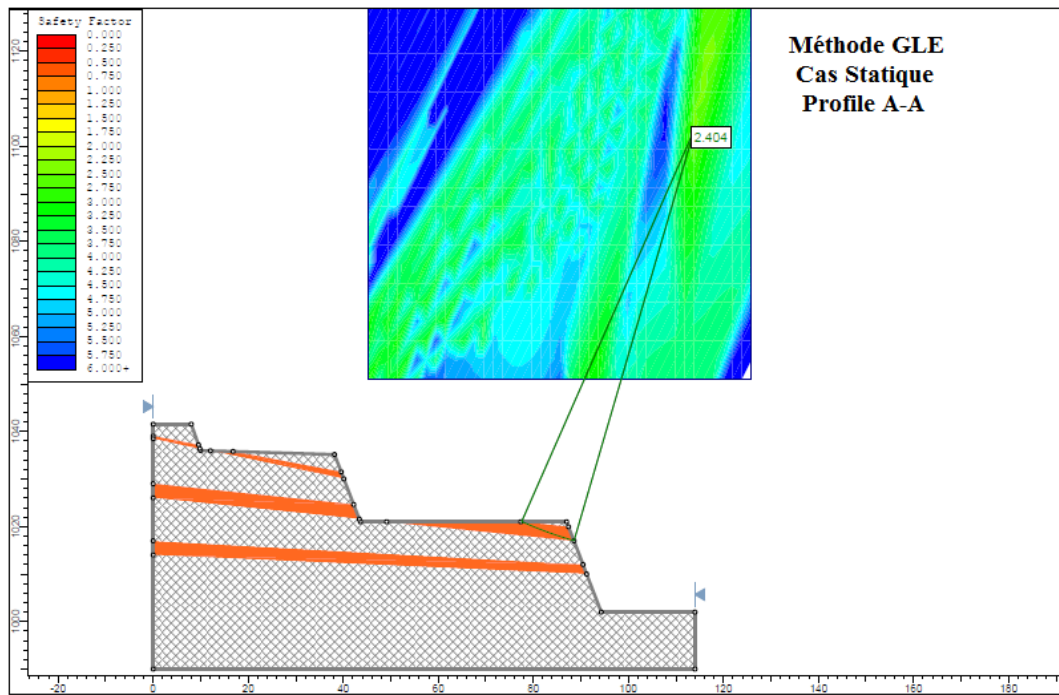


Figure. V.11. Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile A-A (1000 à 1040) cas statique (Slide).

A.3. Méthode Janbu simplifiée

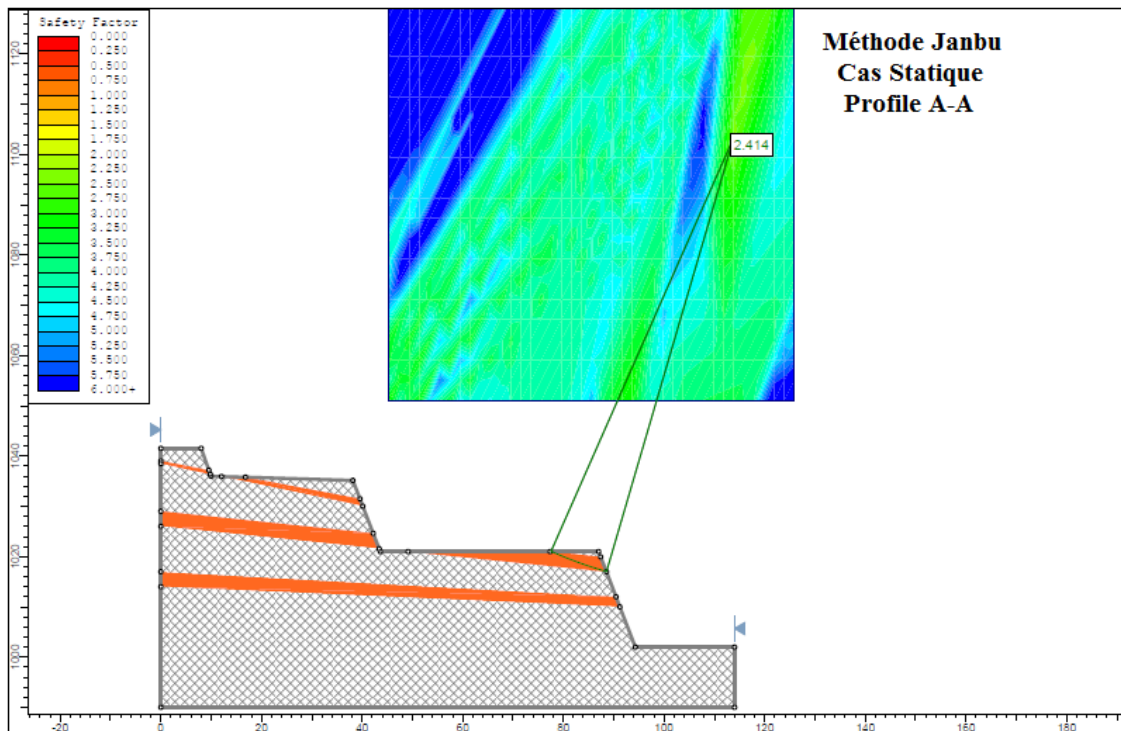


Figure. V.12. Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile A-A (1000 à 1040) cas statique (Slide).

A.4. Méthode Spencer

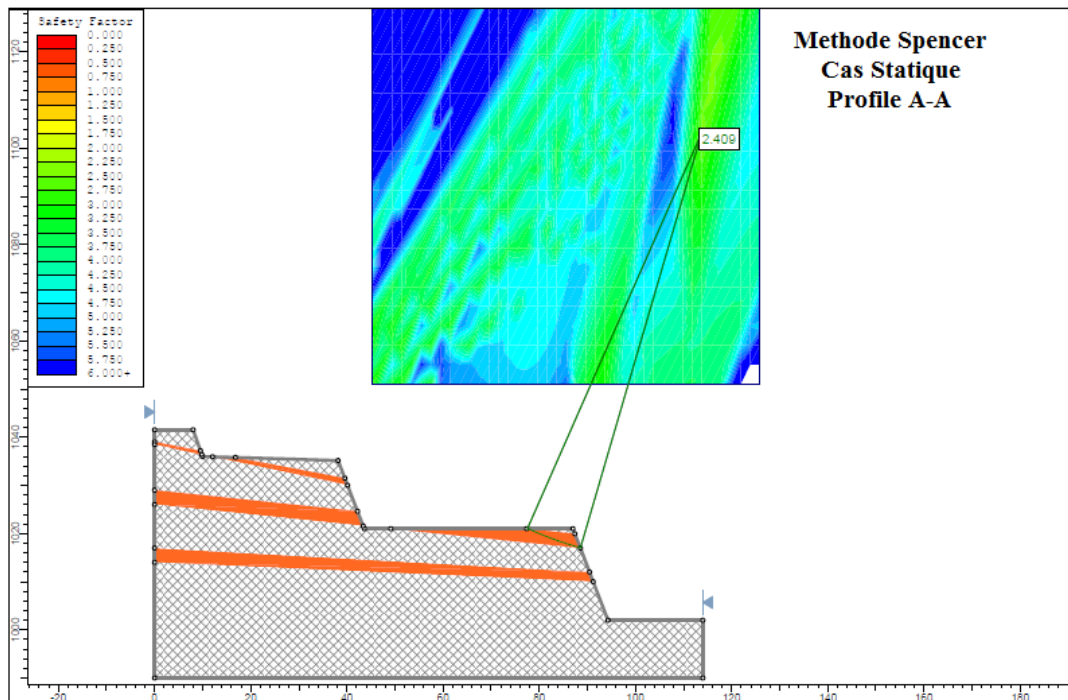


Figure. V.13. Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile A-A (1000 à 1040) cas statique (Slide).

B. Profile B-B

B.1. Méthode Bishop

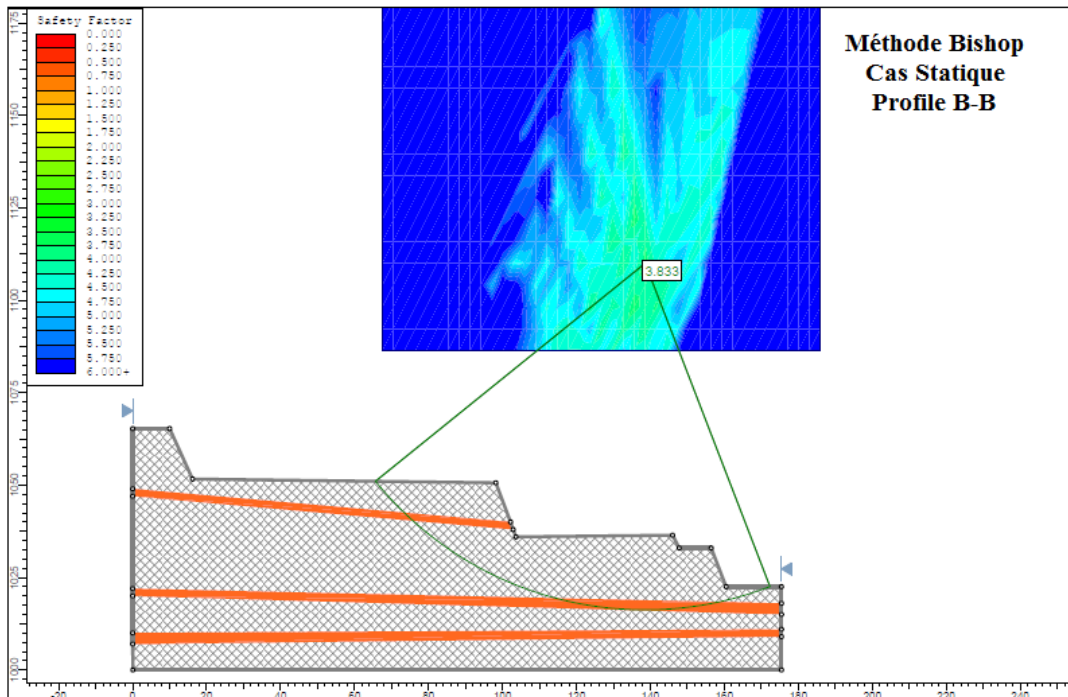


Figure. V.14. Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile B-B (1020 à 1065) cas statique (Slide).

B.2. Méthode GLE

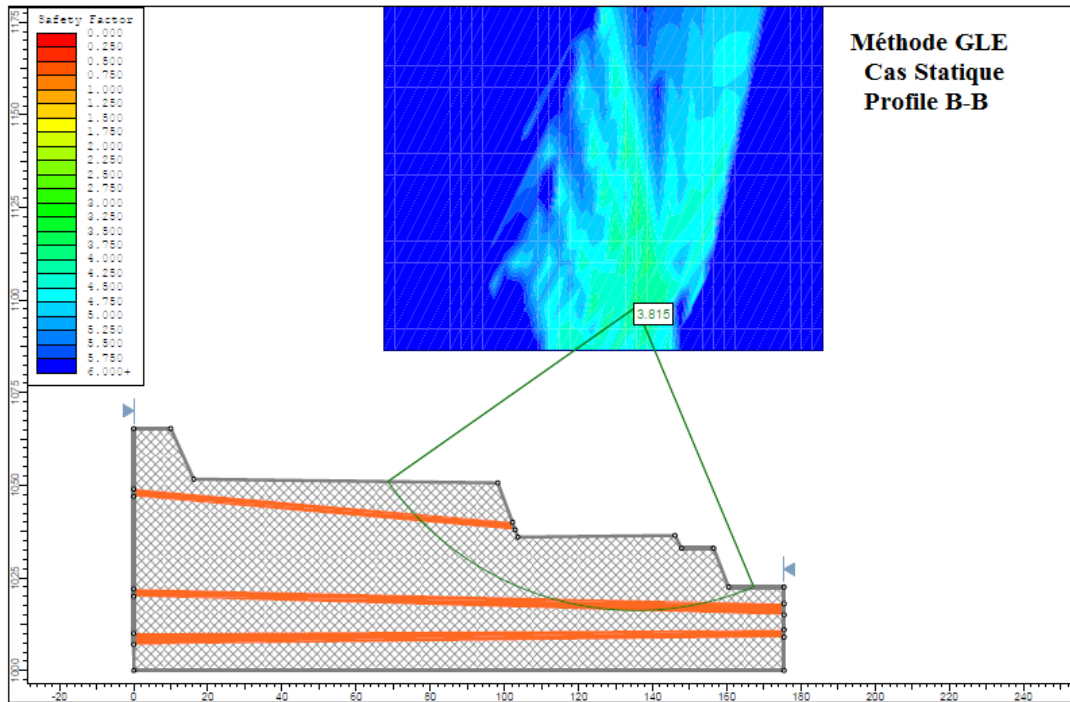


Figure. V.15. Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile B-B (1020 à 1065) cas statique (Slide).

B.3. Méthode Janbu

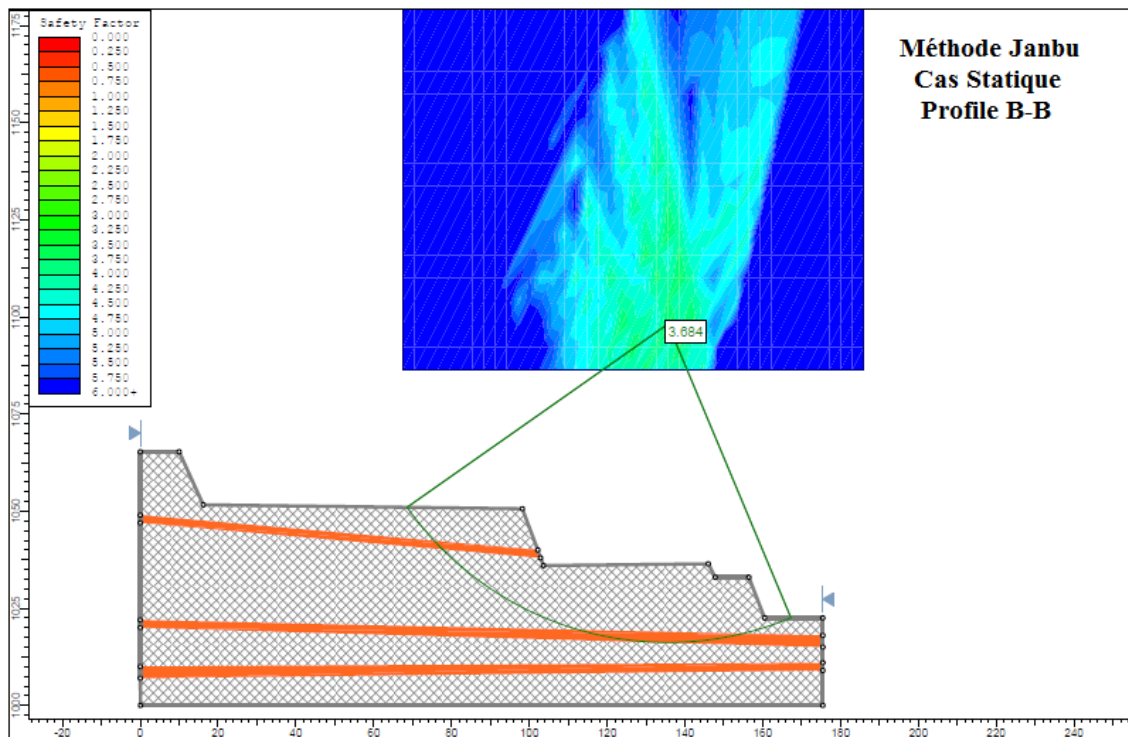


Figure. V.16. Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile B-B (1020 à 1065) cas statique (Slide).

B.4. Méthode Spencer

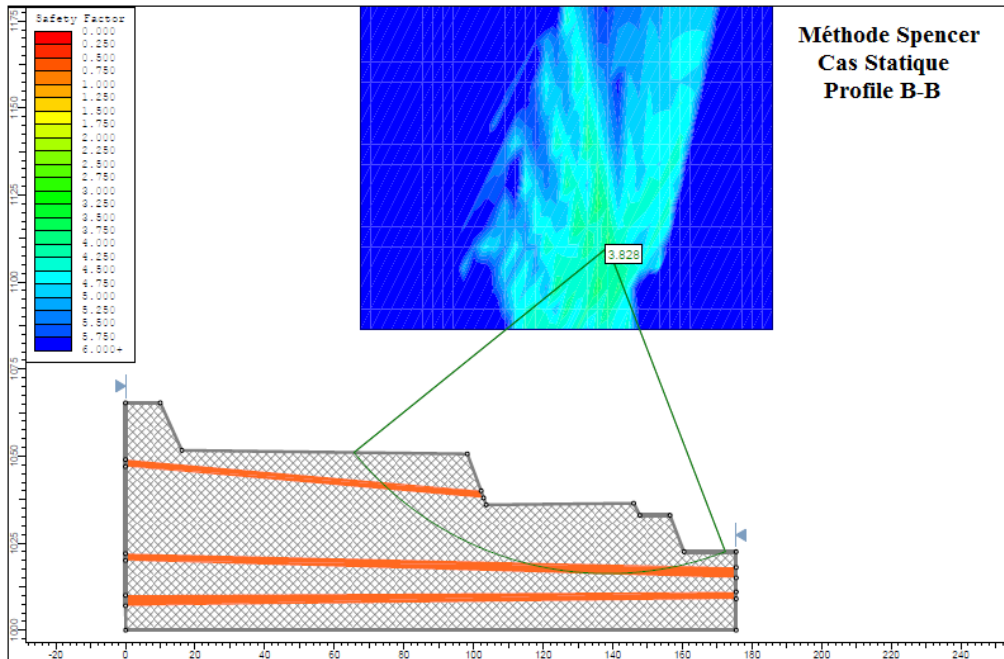


Figure. V.17. Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile B-B (1020 à 1065) cas statique (Slide).

C. Profile C-C

C.1. Méthode Bishop

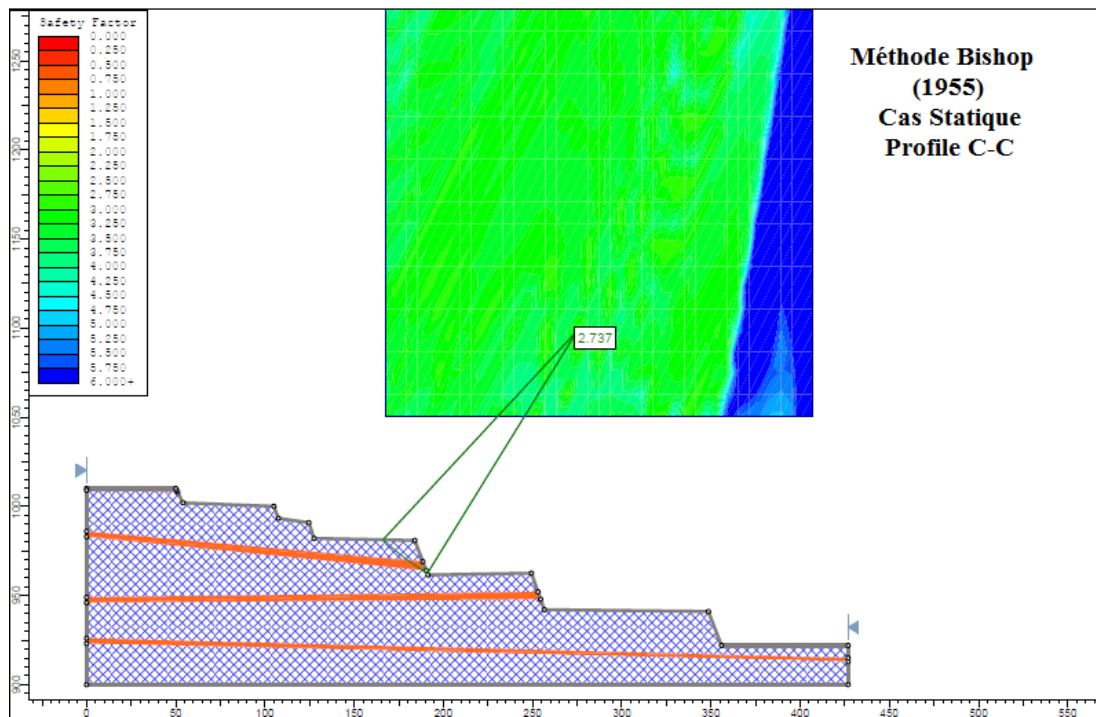


Figure. V.18. Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile C-C (900 à 1010) cas statique (Slide).

C.2. Méthode GLE

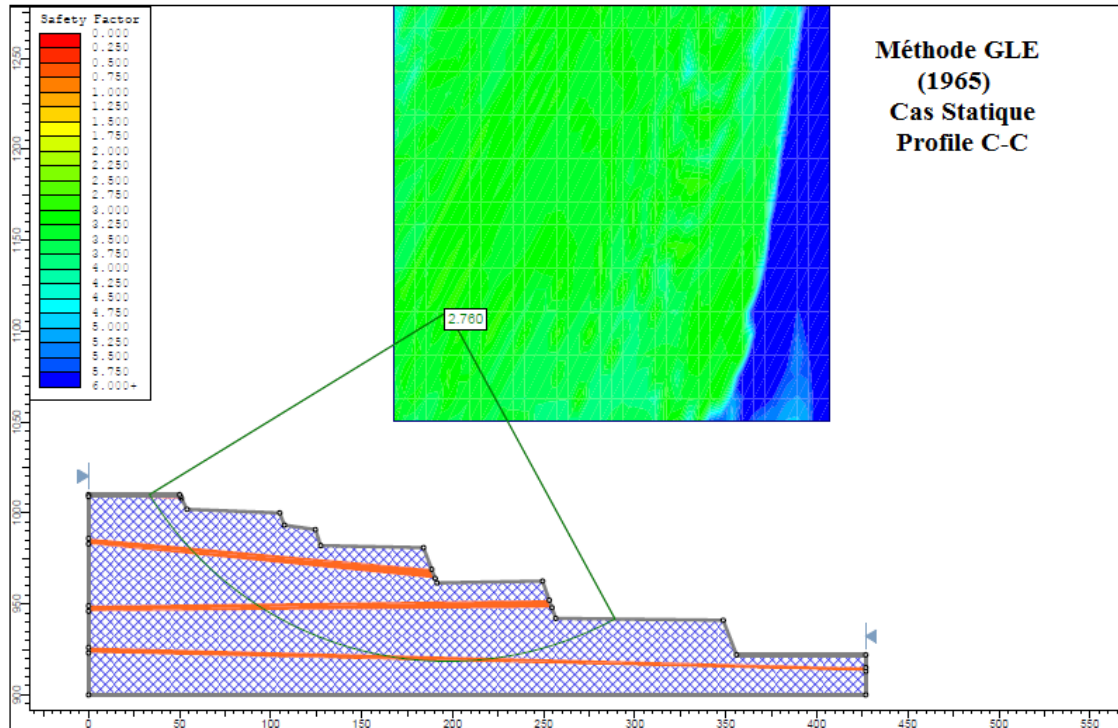


Figure. V.19. Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile C-C (900 à 1010) cas statique (Slide).

C.3. Méthode Janbu Simplifiée

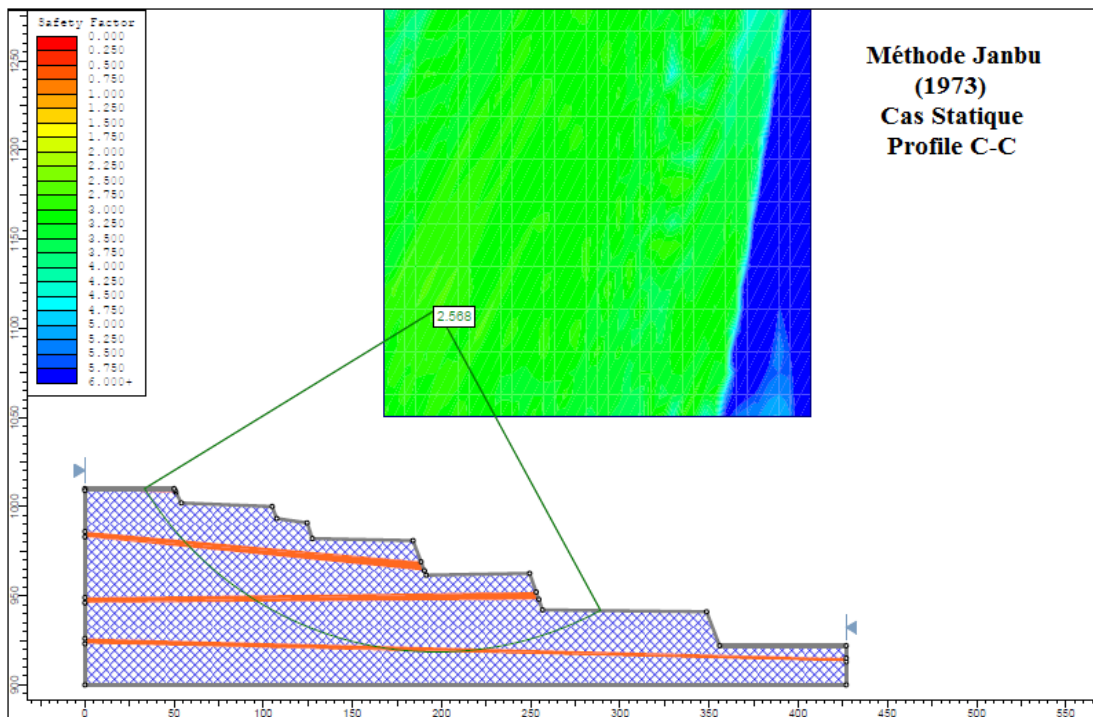


Figure. V.20. Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu simplifiée, profile C-C (900 à 1010) cas statique (Slide).

C.4. Méthode Spencer

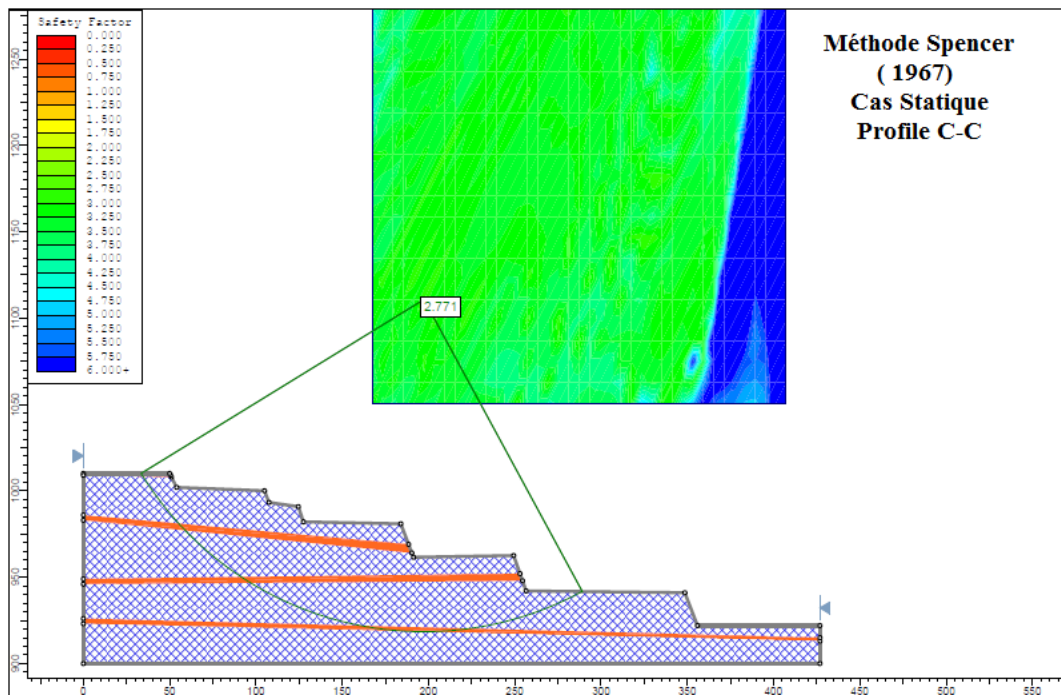


Figure. V.21. Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile C-C (900 à 1010) cas statique (Slide).

D. Profile D-D

D.1. Méthode Bishop

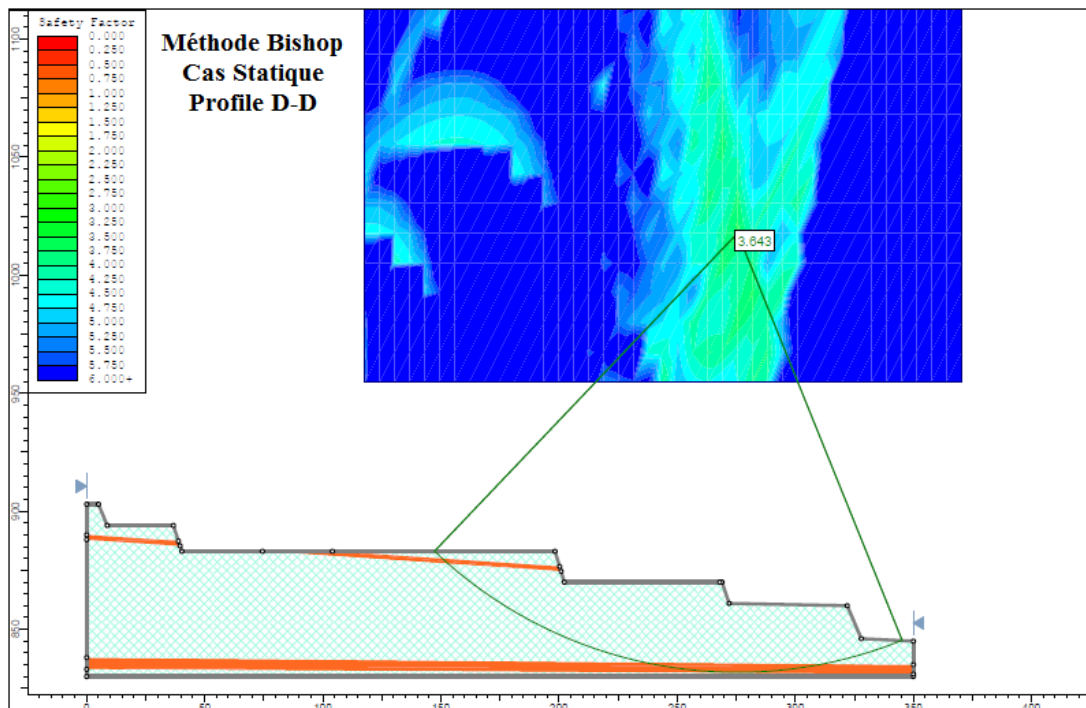


Figure. V.22. Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile D-D (830 à 900) cas statique (Slide).

D.2. Méthode GLE

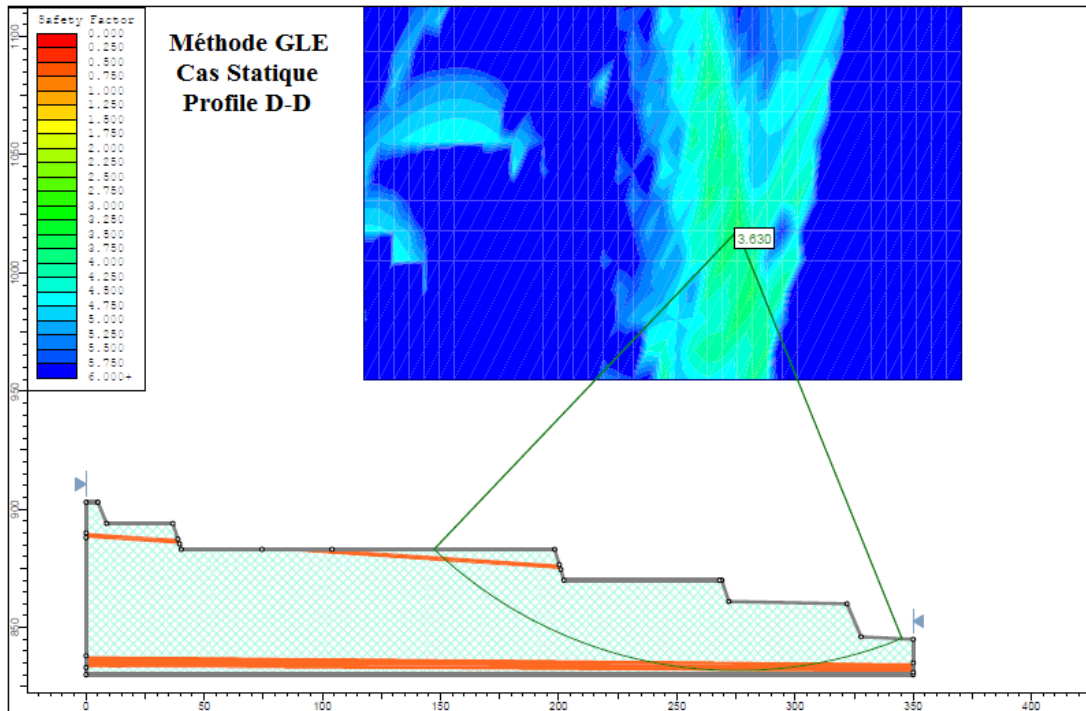


Figure. V.23. Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile D-D (830 à 900) cas statique (Slide).

D.3. Méthode Janbu simplifiée

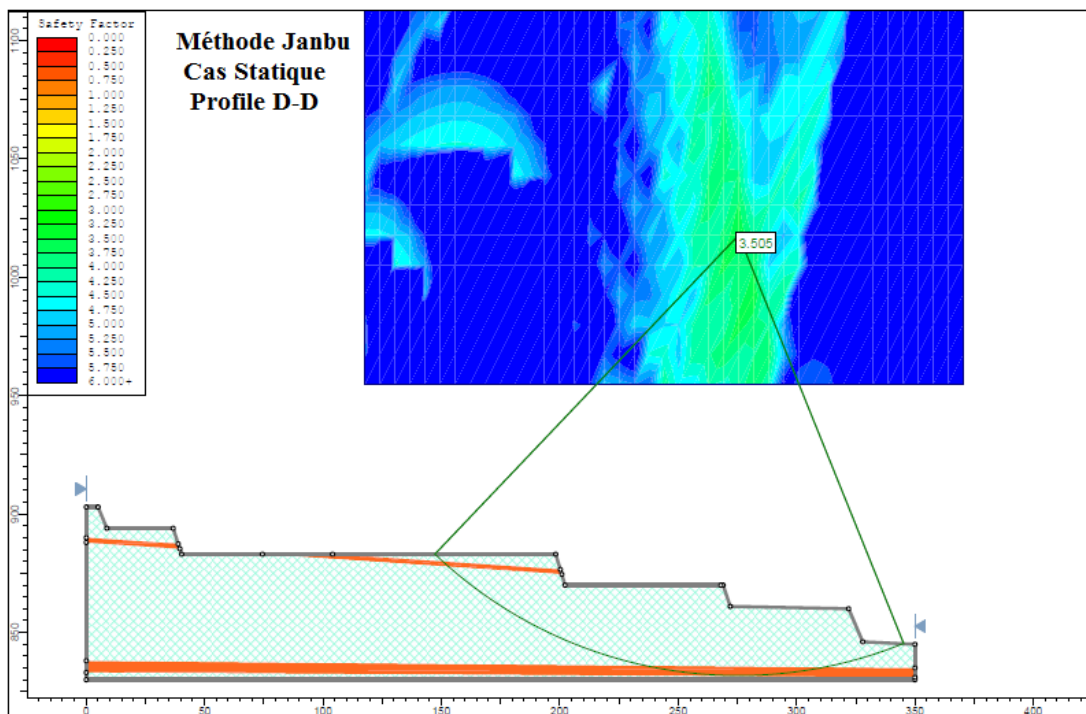


Figure. VI.24. Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile D-D (830 à 900) cas statique (Slide).

D.4. Méthode Spencer

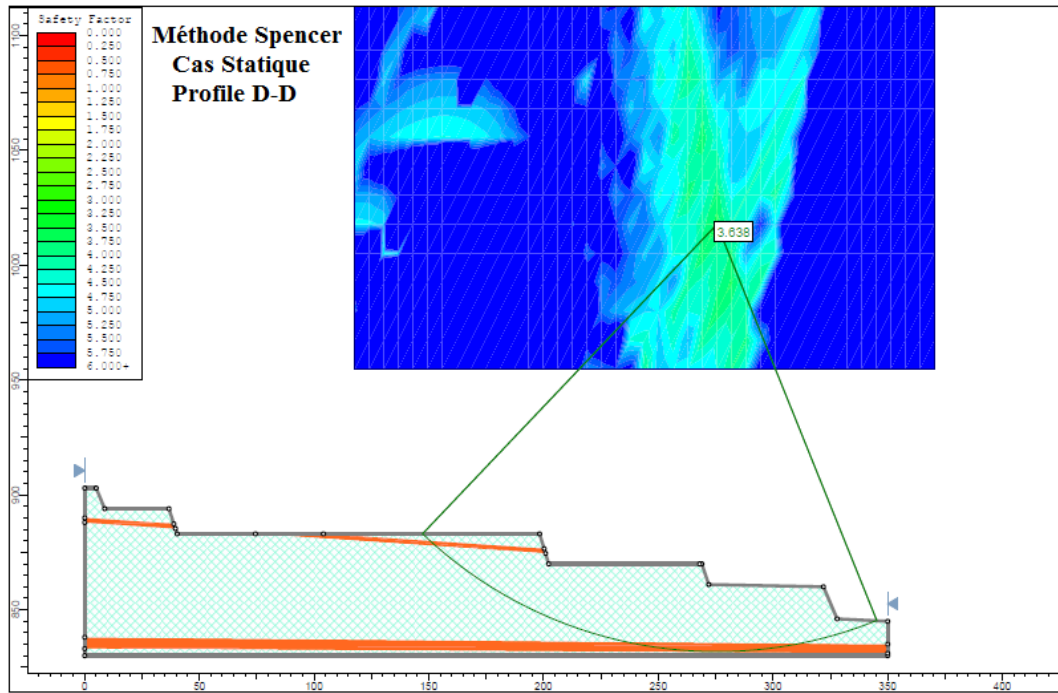


Figure. V.25. Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile D-D (830 à 900) cas statique (Slide).

V.4.2. Cas Dynamique

A. Profil A-A (1000 à 1040)

A.1. Méthode Bishop (Cas Dynamique)

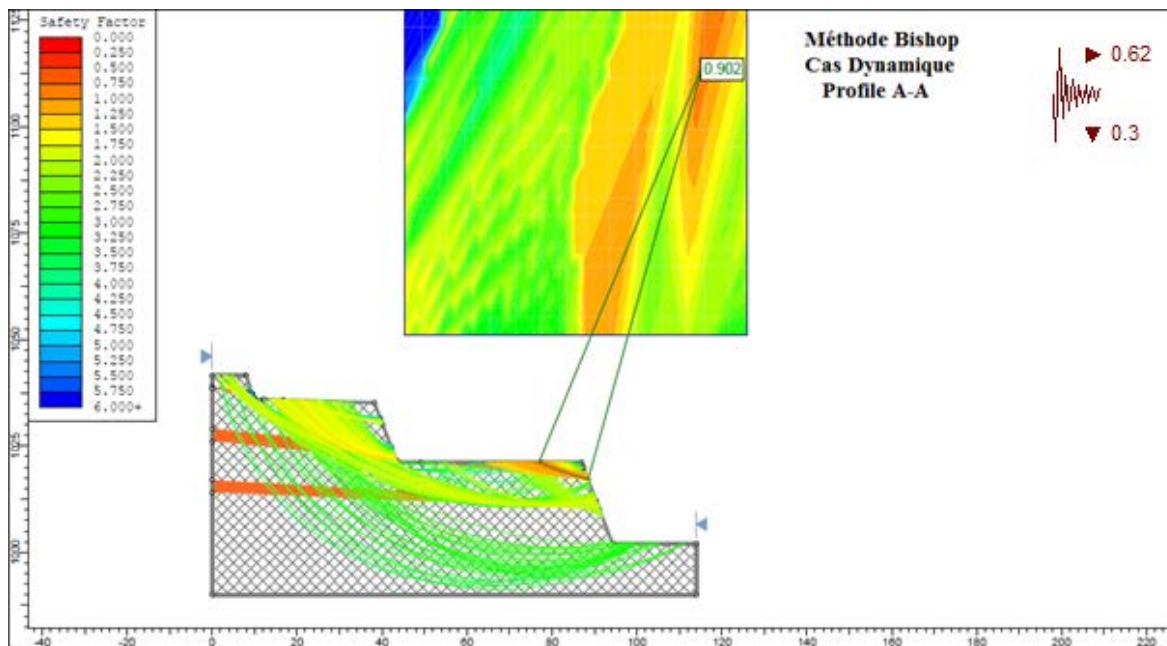


Figure. V.26. Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile A-A (1000 à 1040) cas Dynamique (Slide).

A.2. Méthode GLE (Cas Dynamique)

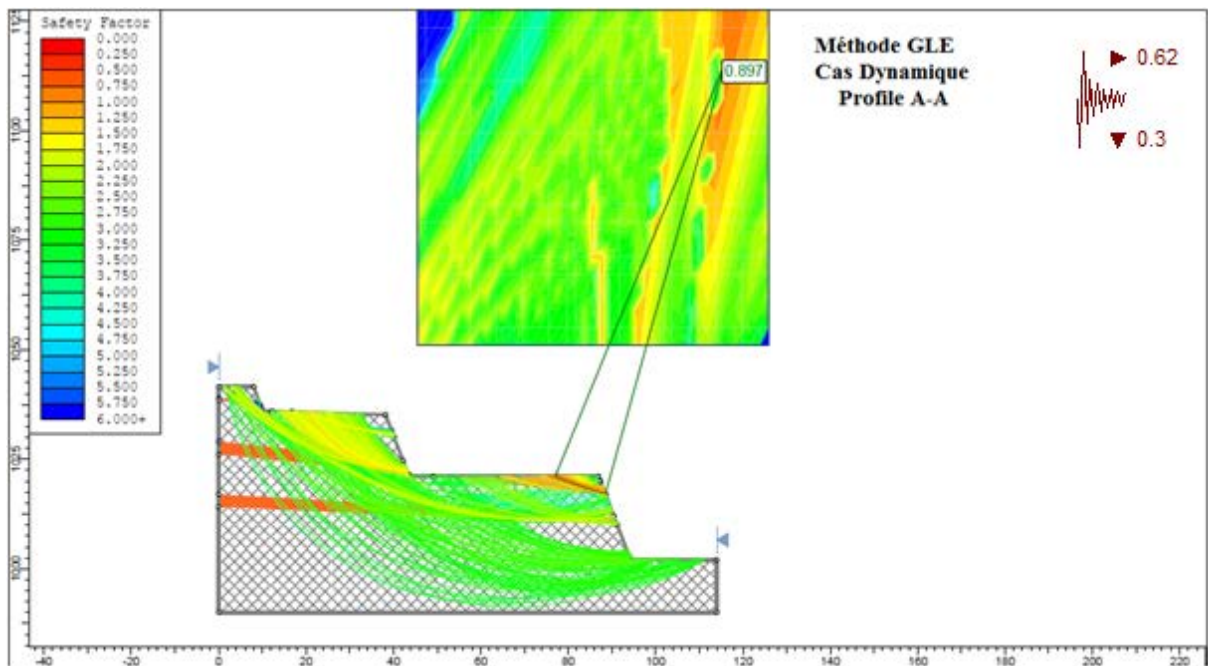


Figure. V.27. Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile A-A (1000 à 1040) cas Dynamique (Slide).

A.3. Méthode Janbu (Cas Dynamique)

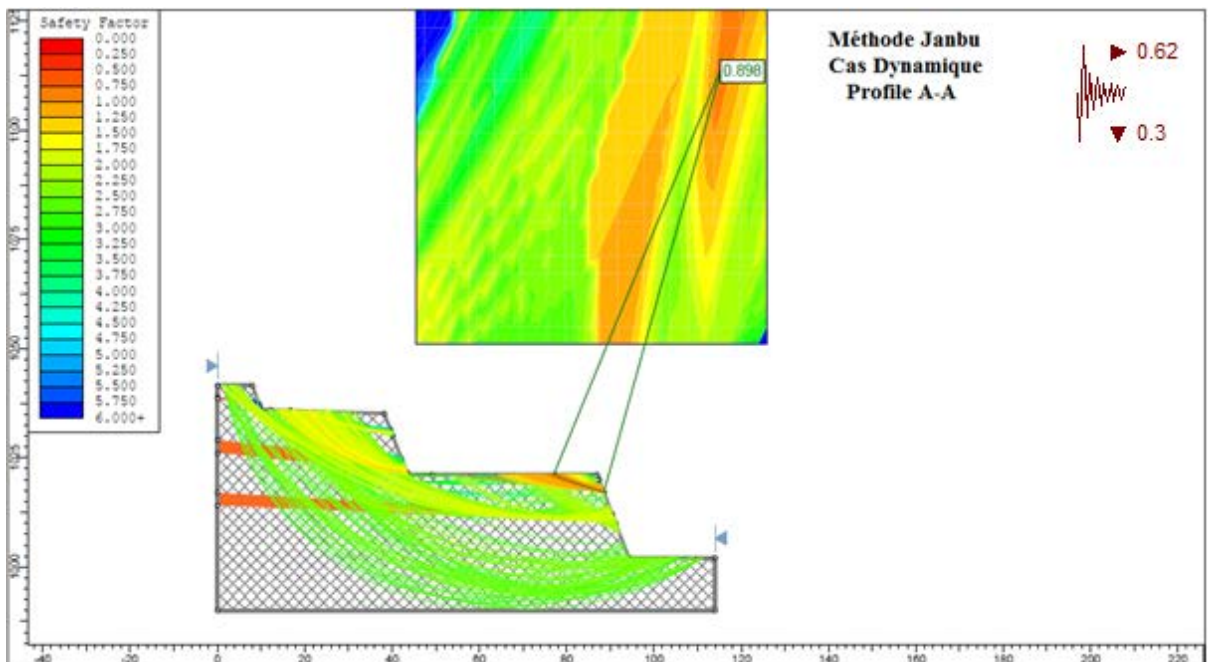


Figure. V.28. Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile A-A (1000 à 1040) cas Dynamique (Slide).

A.4. Méthode Spencer (Cas Dynamique)

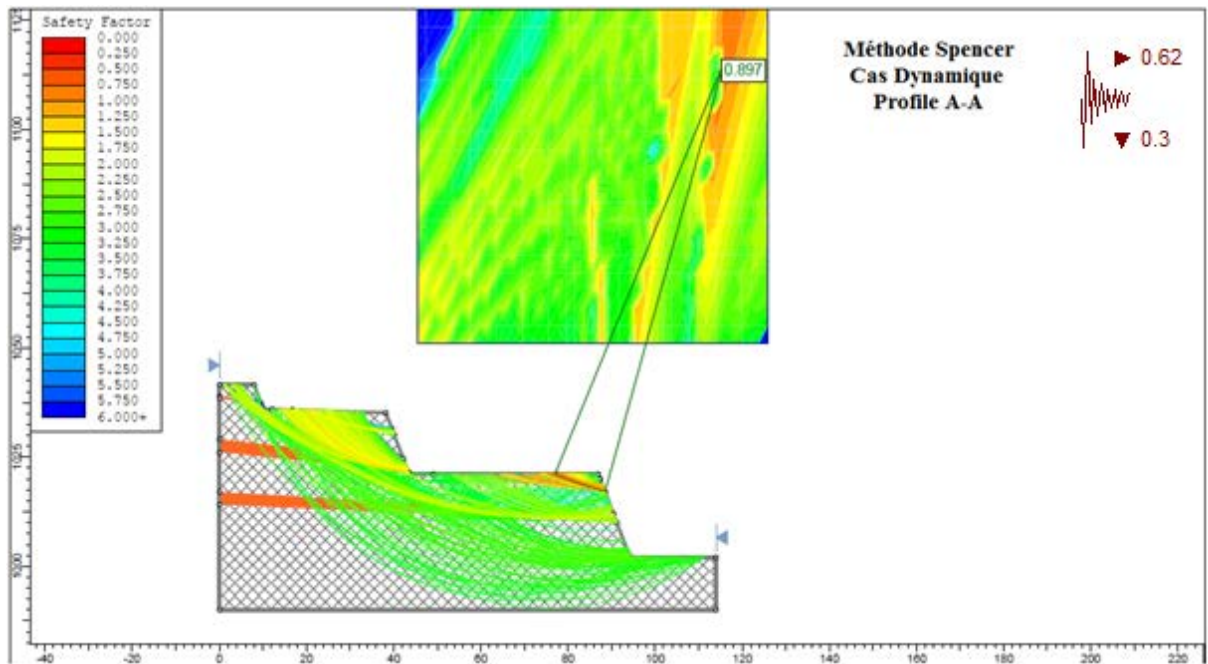


Figure. V.29. Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile A-A (1000 à 1040) cas Dynamique (Slide).

B. Profil B-B (1000 à 1065)

B.1. Méthode Bishop (Cas Dynamique)

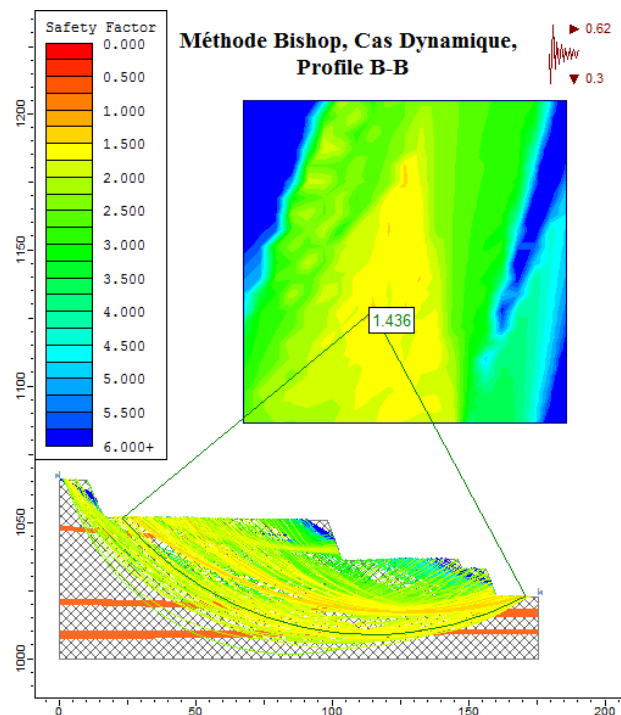


Figure. V.30. Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile A-A (1000 à 1065) cas Dynamique (Slide).

B.2. Méthode GLE (Cas Dynamique)

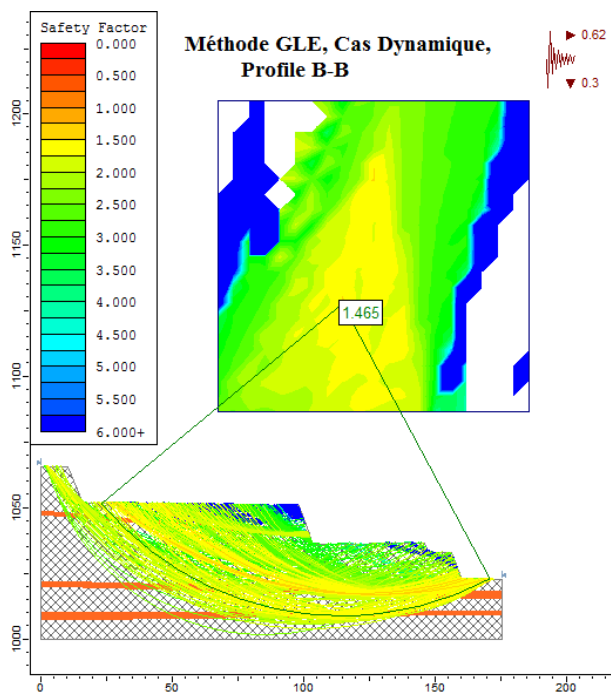


Figure. V.31. Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile A-A (1000 à 1065) cas Dynamique (Slide).

B.3. Méthode Janbu (Cas Dynamique)

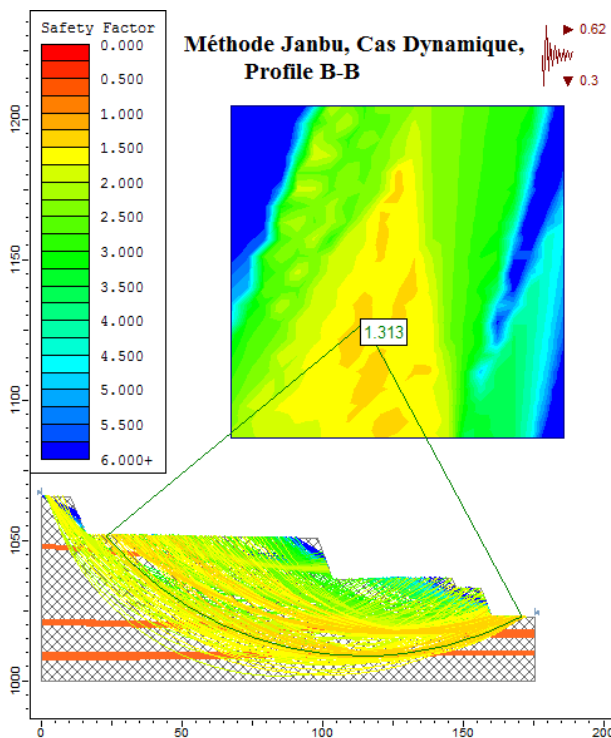


Figure. V.32. Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile A-A (1000 à 1065) cas Dynamique (Slide).

B.4. Méthode Spencer (Cas Dynamique)

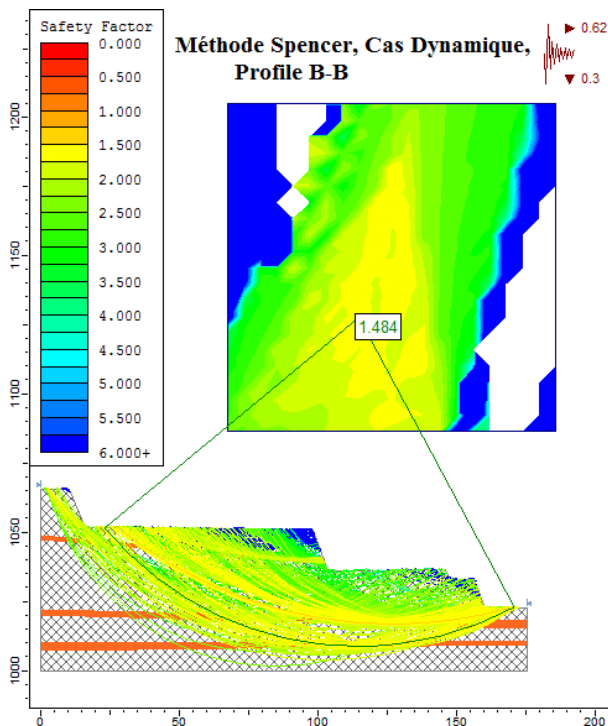


Figure. V.33. Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile A-A (1000 à 1065) cas Dynamique (Slide).

C. Profile C-C (900 – 1010)

C.1. Méthode Bishop (Cas Dynamique)

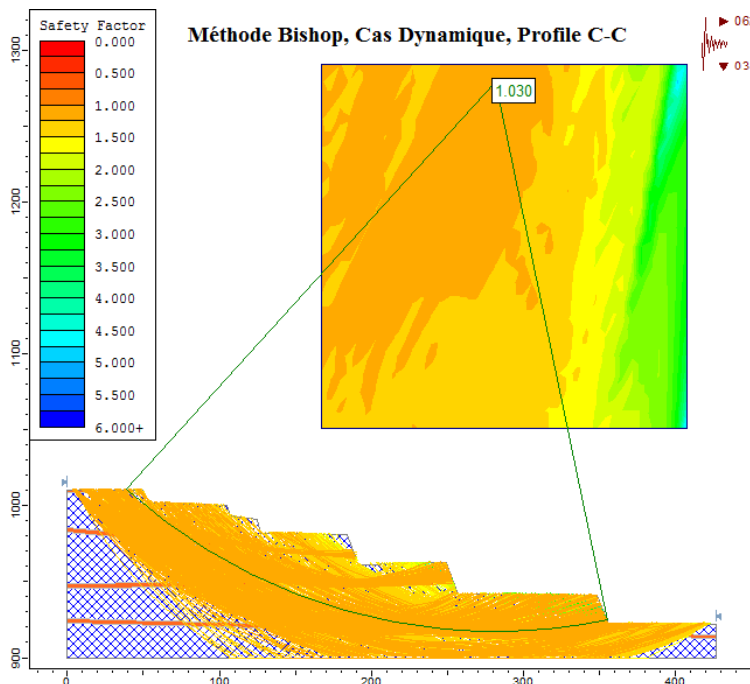


Figure. V.34. Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile C-C (900 à 1010) cas Dynamique (Slide).

C.2. Méthode GLE (Cas Dynamique)

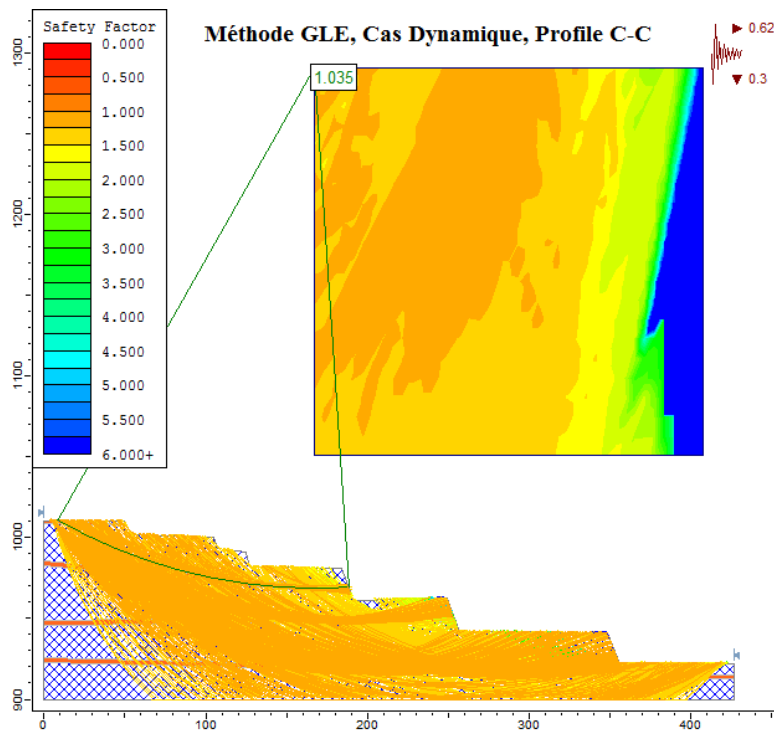


Figure. V.35. Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile C-C (900 à 1010) cas Dynamique (Slide).

C.3. Méthode Janbu (Cas Dynamique)

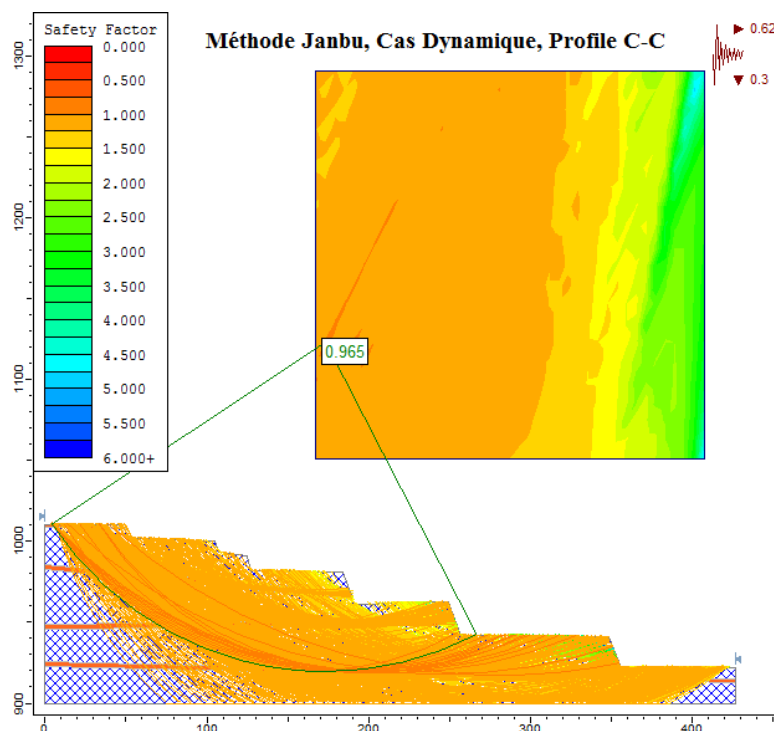


Figure. V.36. Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile C-C (900 à 1010) cas Dynamique (Slide).

C.4. Méthode Spencer (Cas Dynamique)

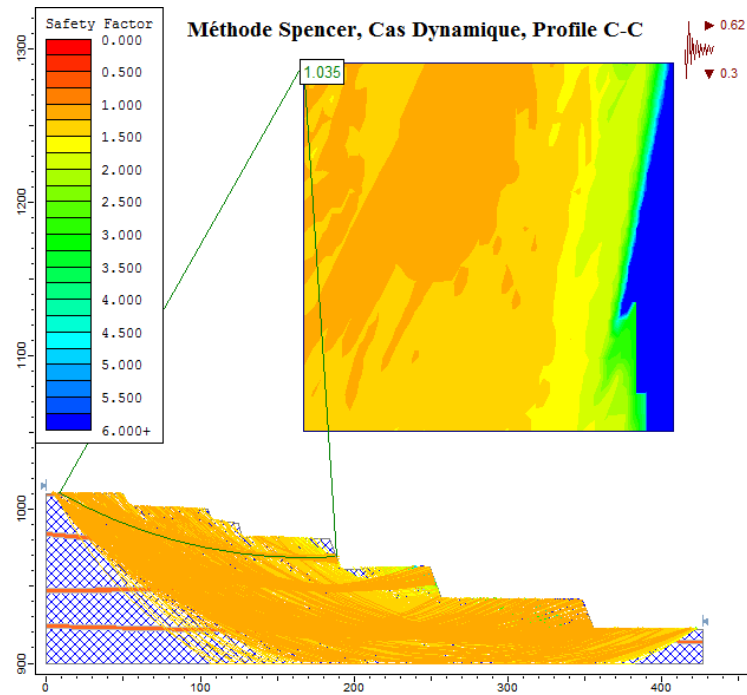


Figure. V.37. Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile C-C (900 à 1010) cas Dynamique (Slide).

D. Profile D-D (830 – 900)

D.1. Méthode Bishop

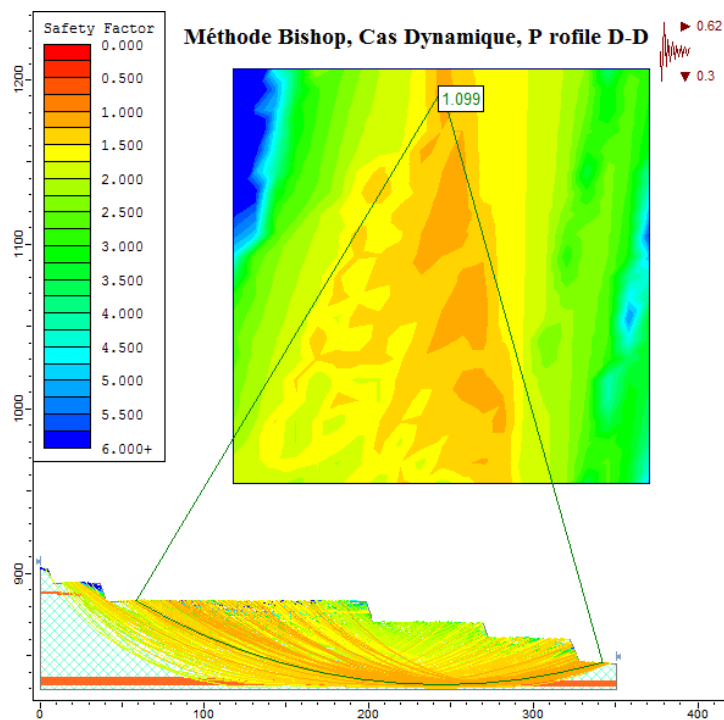


Figure. V.38. Interprétations des résultats et FS par la méthode Bishop, profile D-D (830 à 900) cas Dynamique (Slide).

D.2. Méthode GLE

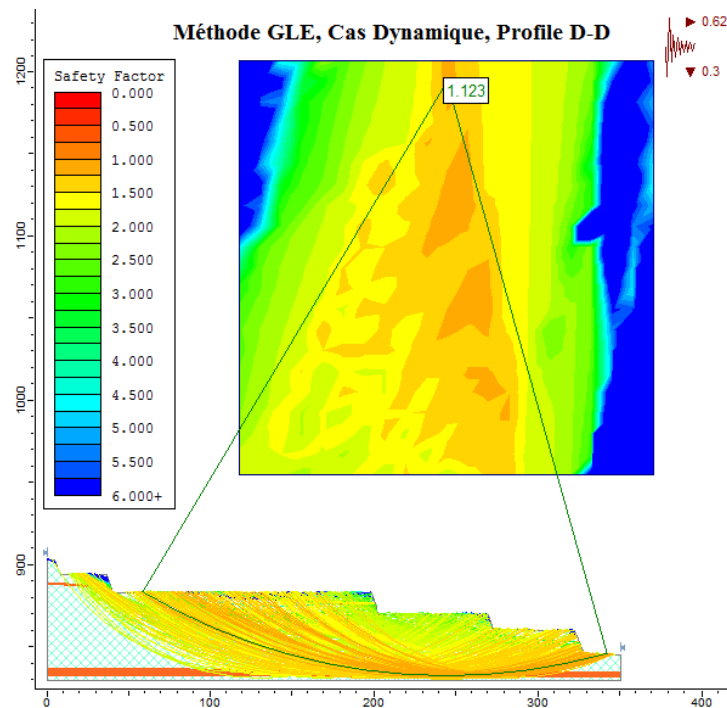


Figure. V.39. Interprétations des résultats et FS par la méthode GLE, profile D-D (830 à 900) cas Dynamique (Slide).

D.3. Méthode Janbu

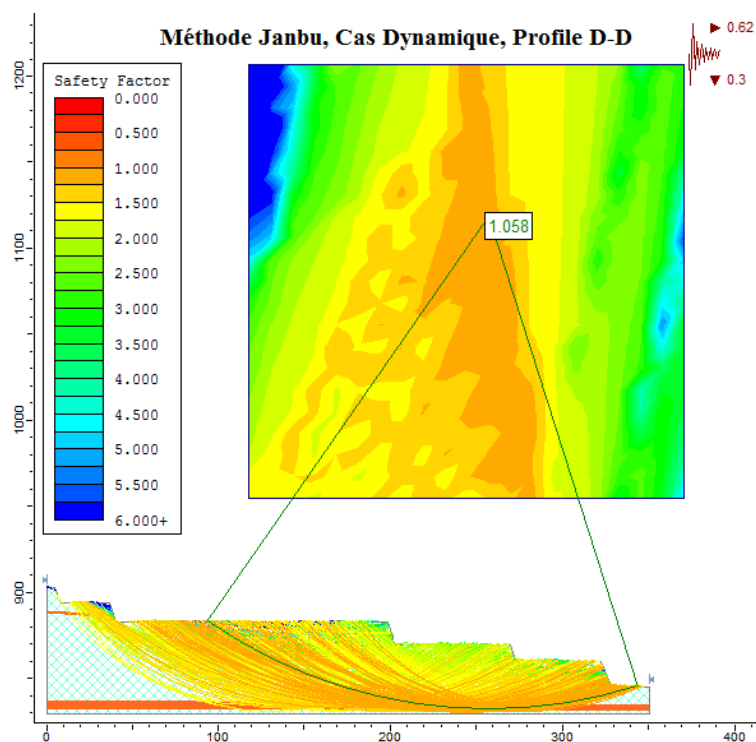


Figure. V.40. Interprétations des résultats et FS par la méthode Janbu, profile D-D (830 à 900) cas Dynamique (Slide).

D.4. Méthode Spencer

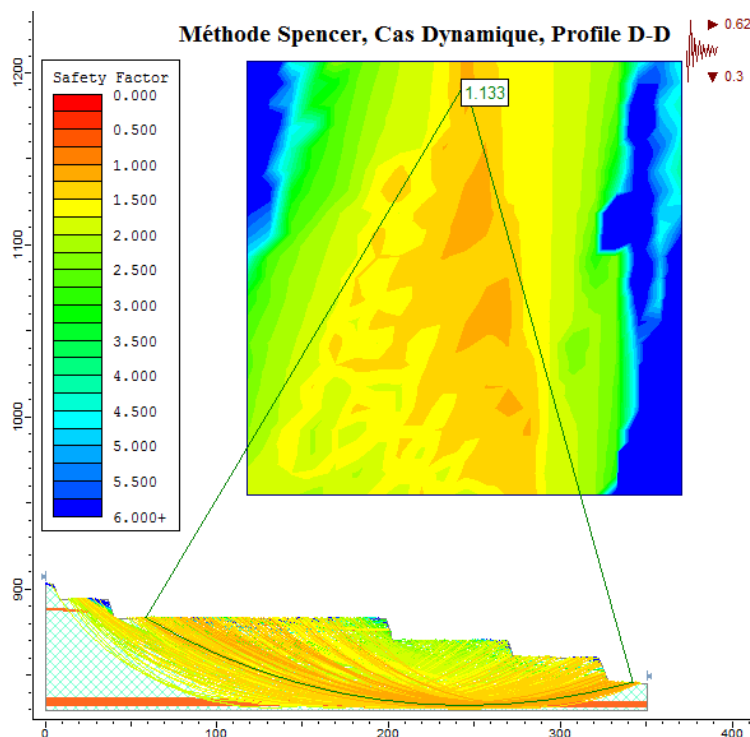


Figure. V.41. Interprétations des résultats et FS par la méthode Spencer, profile D-D (830 à 900) cas Dynamique (Slide).

V.5. Discussions des résultats de logiciel Slide

Les valeurs du Facteur de sécurité calculées selon les quatre méthodes citées auparavant représentées dans les tableaux suivant :

Tableau. V.1. Les résultats d’analyse de facteur de sécurité de profile A-A (Niveau 1000 à 1040)

Méthodes	Bishop	GLE	Janbu	Spencer
F <sub>s</sub> Statique	2.403	2.404	2.414	2.409
F <sub>s</sub> Dynamique	0.902	0.897	0.898	0.897

Tableau. V.2. Les résultats d’analyse de facteur de sécurité de profile B-B (Niveau 1000 à 1065)

Méthodes	Bishop	GLE	Janbu	Spencer
F <sub>s</sub> Statique	3.833	3.815	3.684	3.828
F <sub>s</sub> Dynamique	1.436	1.465	1.313	1.484

Tableau. V.3. Les résultats d’analyse de facteur de sécurité de profile C-C (Niveau 900 à 1010)

Méthodes	Bishop	GLE	Janbu	Spencer
F <sub>s</sub> Statique	2.737	2.760	2.566	2.771
F <sub>s</sub> Dynamique	1.030	1.035	0.965	1.035

**Tableau. V.4.** Les résultats d'analyse de facteur de sécurité de profile **D-D** (Niveau 830 à 900)

Méthodes	Bishop	GLE	Janbu	Spencer
F <sub>s</sub> Statique	3.643	3.630	3.505	3.638
F <sub>s</sub> Dynamique	1.099	1.123	1.058	1.113

D'après les résultats obtenus par logiciel Slide basé sur l'analyse limite, on constate que la valeur des coefficients de sécurité est différente :

Pour tous les profiles les coefficients de sécurité et supérieur à 1 dans le cas statique, il est varié entre 2.4 à 3.8. Pour le cas dynamique inférieure à 1 dans les profiles A-A pour toutes les méthodes et C-C pour la méthode de Janbu donc les profile A-A et C-C sont instable ce qui exigée de chercher des solutions pour le talus à rendre stable est le coefficient de sécurité aura une valeur supérieur à 1.

D'après les résultats de l'étude on remarque que : L'analyse du glissement par le logiciel Slide a donné un coefficient de sécurité inférieure à 1 dans un seul cas. Ce coefficient a été calculé par quatre méthodes différentes, toutes basées sur la méthode des tranches, le coefficient le plus faible a été donné par les deux méthodes de GLE et Spencer, sa valeur est 0.89.

On constate, aussi, que la surface de rupture se propage du sommet de profile jusqu'au pied du talus en dessous de l'accotement sur la couche de marne.

En conditions dynamique, tous les facteurs de sécurité donnés par les différentes méthodes sont inférieurs ou égaux à 1 ( $FS \leq 1$ ) avec un facteur de sécurité minimal, donné par les méthodes de Janbu simplifiée et GLE  $FS=0.897$  et  $FS=0.898$ .

## V.6. La méthode basée sur les éléments finis

### V.6.1. Introduction

La deuxième partie de notre étude et numérique a été effectuée à l'aide du logiciel de calcul de stabilité des versants en élément finis Phase2.

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini de composants discrets ou d'éléments, lié entre eux par des noeuds, qui représente un maillage. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis en tant qu'objet de telle sorte qu'on assure l'équilibre et la compatibilité des déplacements réel de la structure.

La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

L'approche des éléments finis utilise un système matriciel pour simplifier la résolution du système initial composé d'équations différentielles. Sommairement, cette technique utilise une matrice de rigidité jumelée à une matrice de contraintes

qui sont toutes deux connues pour calculer les déplacements du maillage. Cette approche est certainement la plus utilisée dans le domaine de l'ingénierie. Cela s'explique principalement grâce à la grande flexibilité à introduire la non-homogénéité des matériaux et les géométries complexes. Autrement, la simulation de fractures demeure la plus grande limite de cette approche.

De nombreux logiciels existent sur le marché. Les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ou la méthode dynamique directe.

Des codes de type éléments finis enrichis ont toutefois été créés pour minimiser cet inconvénient (Jing, 2003). Comme exemples de logiciels utilisant la technique des éléments finis utilisés en mécanique des roches, notons Phase2 de Roc-Science et COMSOL de Multiphysics.

Deux types d'analyse de stabilité ont été faits. Le premier est une analyse statique et le second une analyse pseudo-dynamique. Le logiciel Phase2, tout comme Slide, ne permet pas d'introduire le schéma d'ondes dynamiques pour faire des analyses précises du comportement du massif lors d'un évènement sismique. Une analyse pseudo-dynamique doit donc être conduite avec une accélération sismique. Par la suite, l'option «SSR Search Area» de Phase2 est utilisée pour déterminer le facteur de sécurité correspondant à différentes structures du mur des profils.

### V.6.2. Les phases de calcul

L'analyse de la stabilité se fera à partir de la méthode des éléments finie en utilisant le logiciel de modélisation numérique par éléments finis Phase2 V8.005 (Roc-science Inc., 2011).

Les calculs se feront en mode statique et pseudo-statique pour les quatre profils présidents.

De plus, l'avantage des méthodes par éléments finis pour l'analyse de la stabilité des pentes par rapport aux méthodes traditionnelles d'équilibre limite est qu'aucune hypothèse n'était nécessaire pour effectuer une pré-analyse de la forme et de l'emplacement de la surface de rupture et de la géométrie, telles que les forces et directions latérales de la tranche de rupture.

Pour réduire les limites des méthodes conventionnelles, la méthode de réduction de la résistance au cisaillement par éléments finis a été utilisée dans laquelle la déformation explicite du matériau et la progression de la rupture peuvent être modélisées. Le facteur de réduction de la résistance (SRF) de chaque profils a été modélisé à l'aide de la méthode numérique du logiciel Phase2. Les résultats sont présentés sur les parties suivantes :

A. Profile A-A (1000-1040)

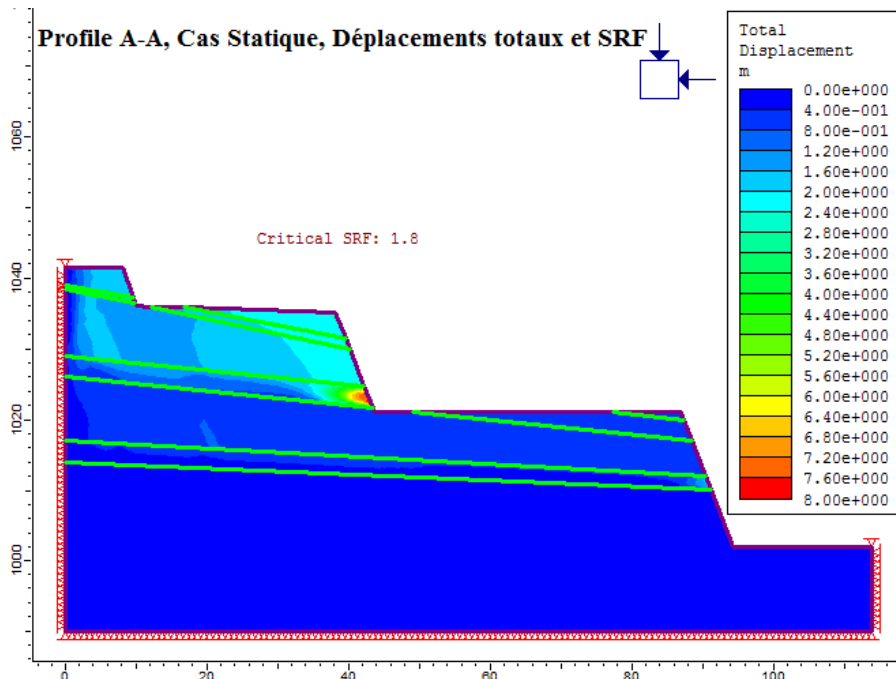


Figure. V.42. Facteur de sécurité et les déplacements totaux du talus pour le profil A-A, (Total Displacement).

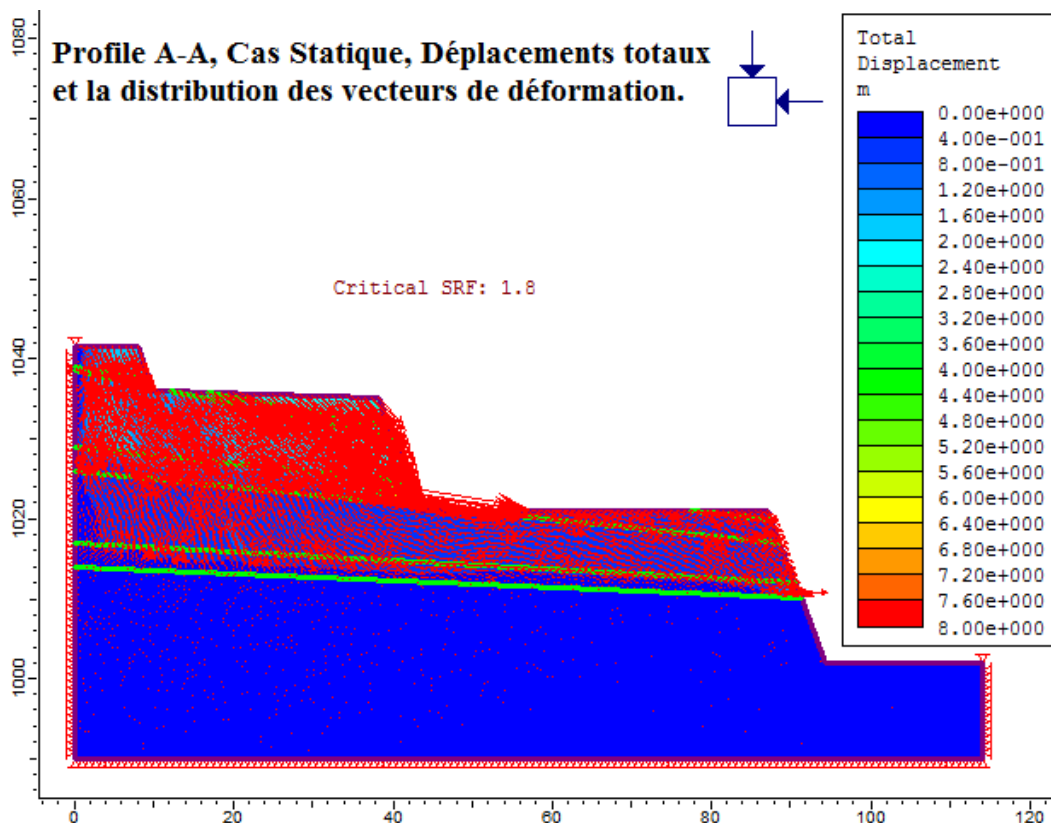


Figure. V.43. Profile A-A, Cas Statique, Déplacements totaux et la distribution des vecteurs

de déformation.

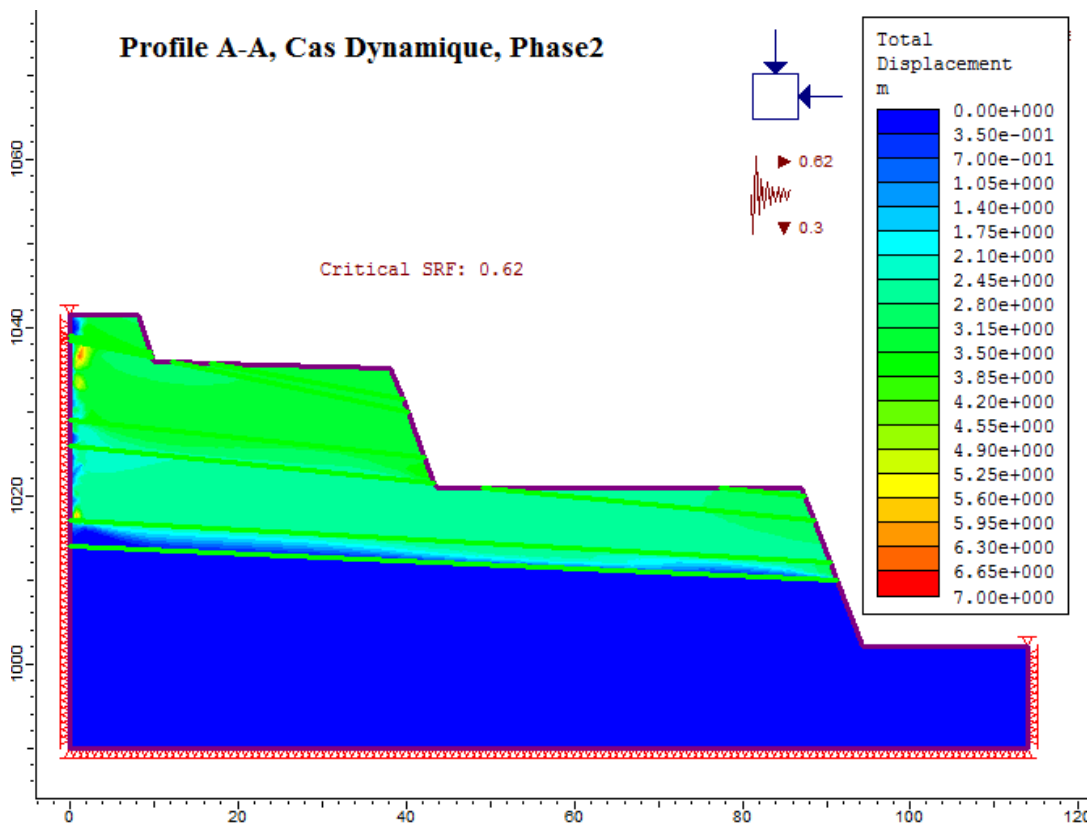


Figure. V.44. Les déplacements totaux du talus pour le profile A-A (Cas Dynamique).

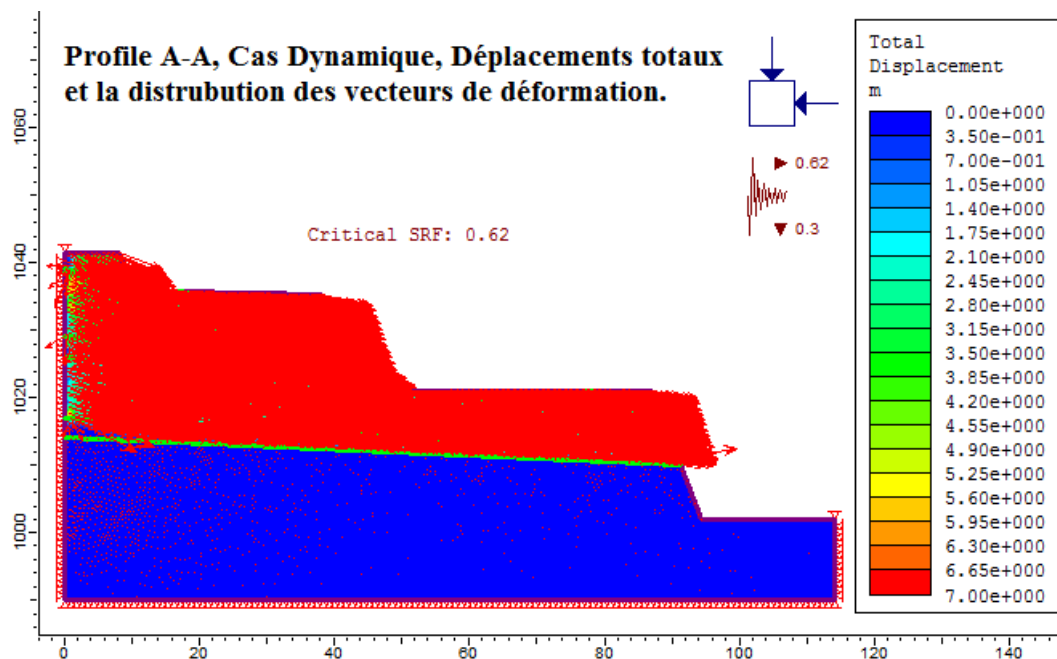


Figure. V.45. Profile A-A, Cas Dynamique, Déplacement total et la distribution des vecteurs de déformation.

B. Profile B-B (1000 - 1065)

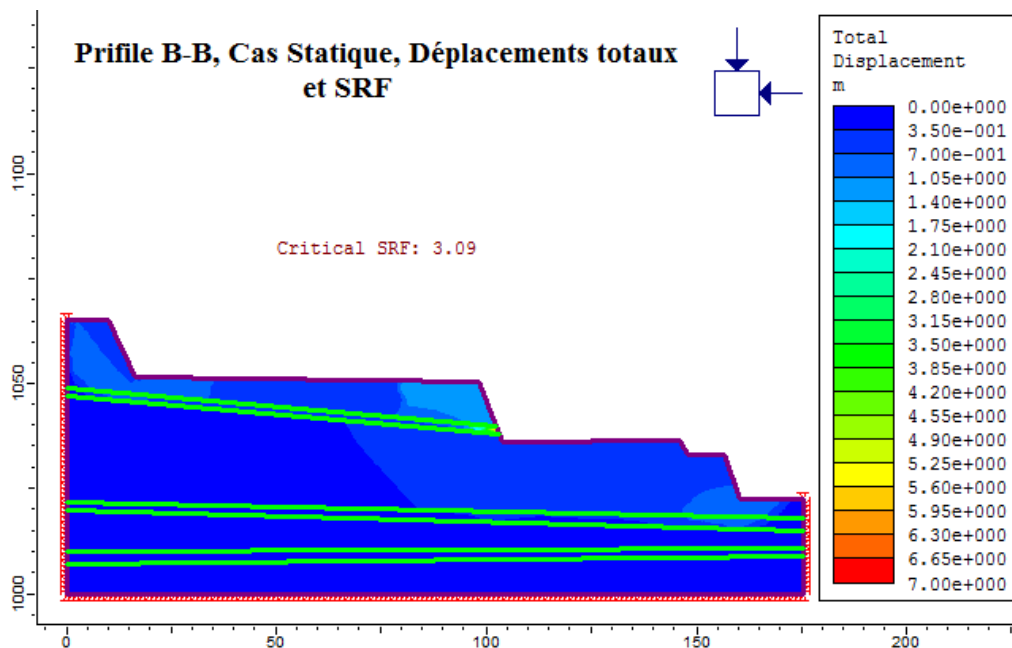


Figure. V.46. Facteur de sécurité et les déplacements totaux du talus pour le profile B-B, (Total Displacement).

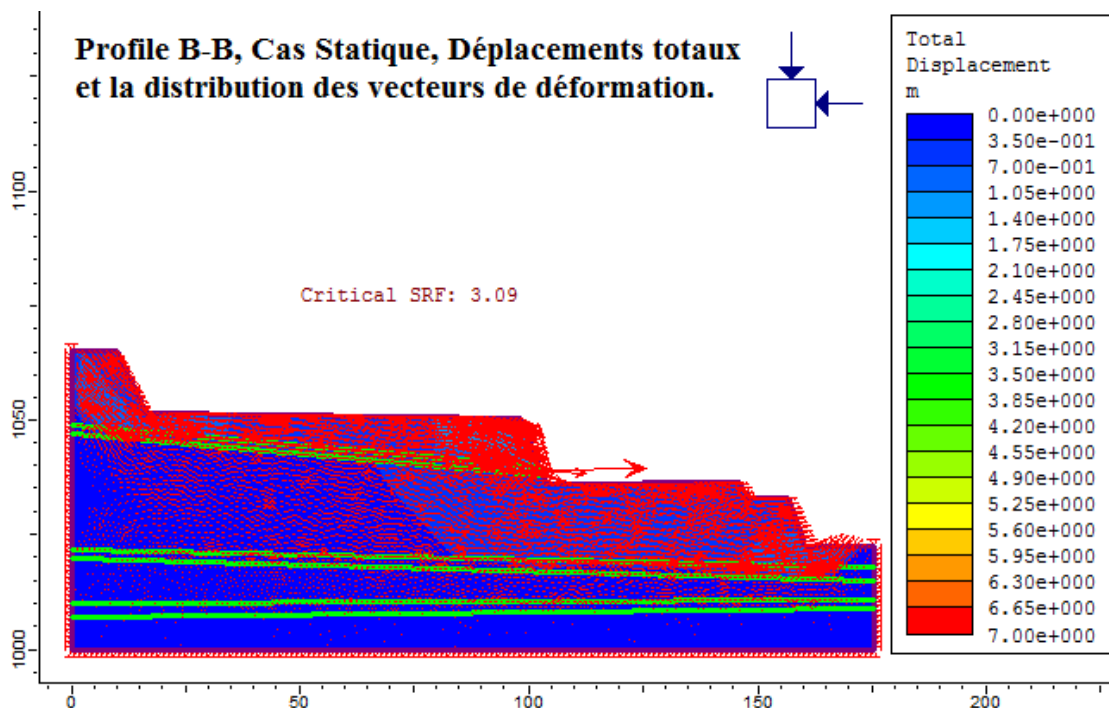


Figure. V.47. Profile B-B, Cas Statique, Déplacements totaux et la distribution des vecteurs de déformation.

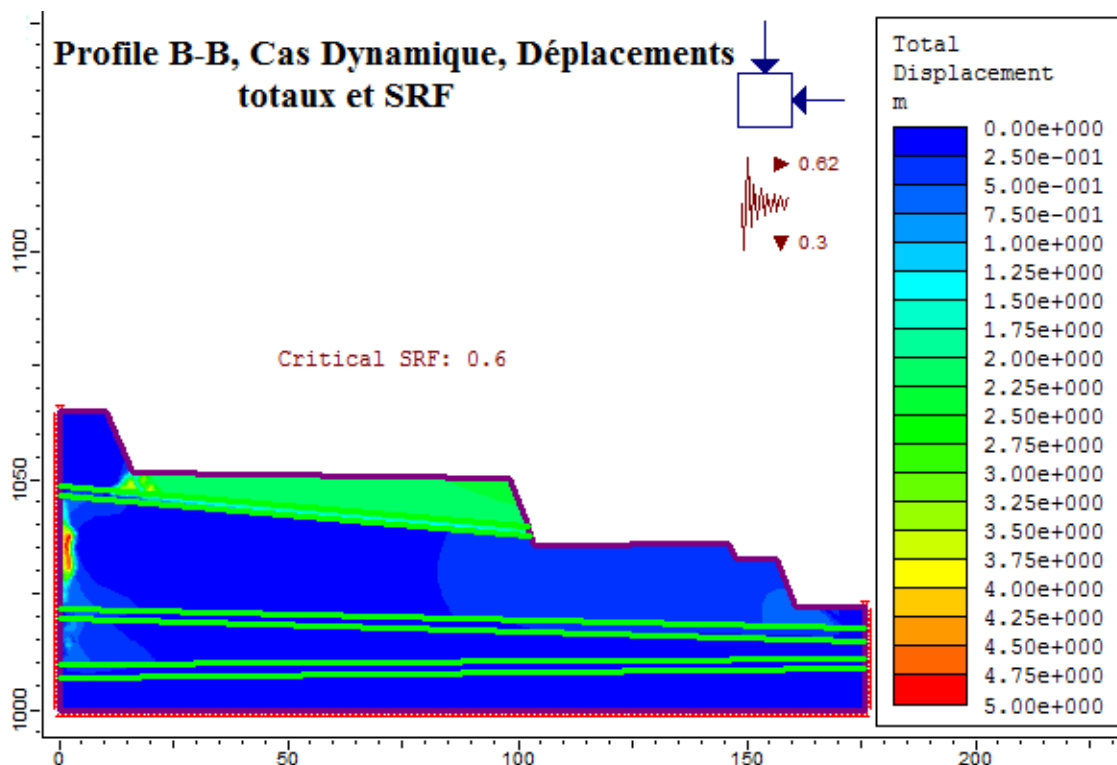


Figure. V.48. Facteur de sécurité et les déplacements totaux du taluspour le profile B-B (Cas Dynamique).

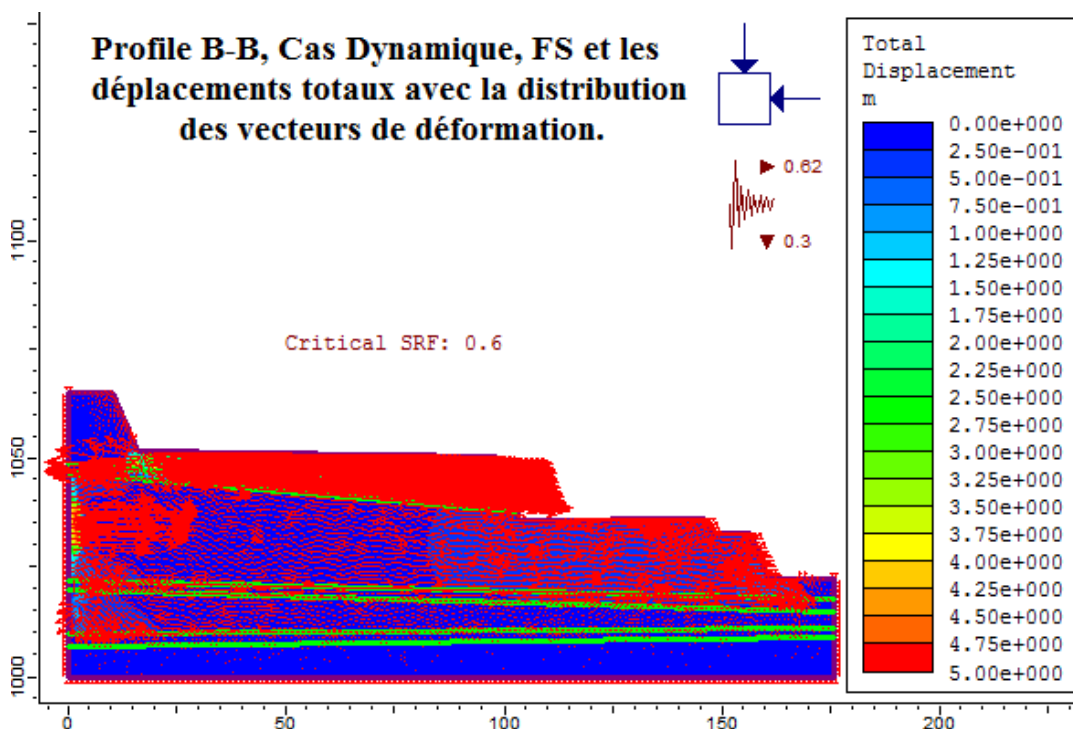


Figure. V.49. Profile B-B, Cas Dynamique, FS et les déplacements totaux avec la distribution des vecteurs de déformation.

C. Profile C-C (900 – 1010)

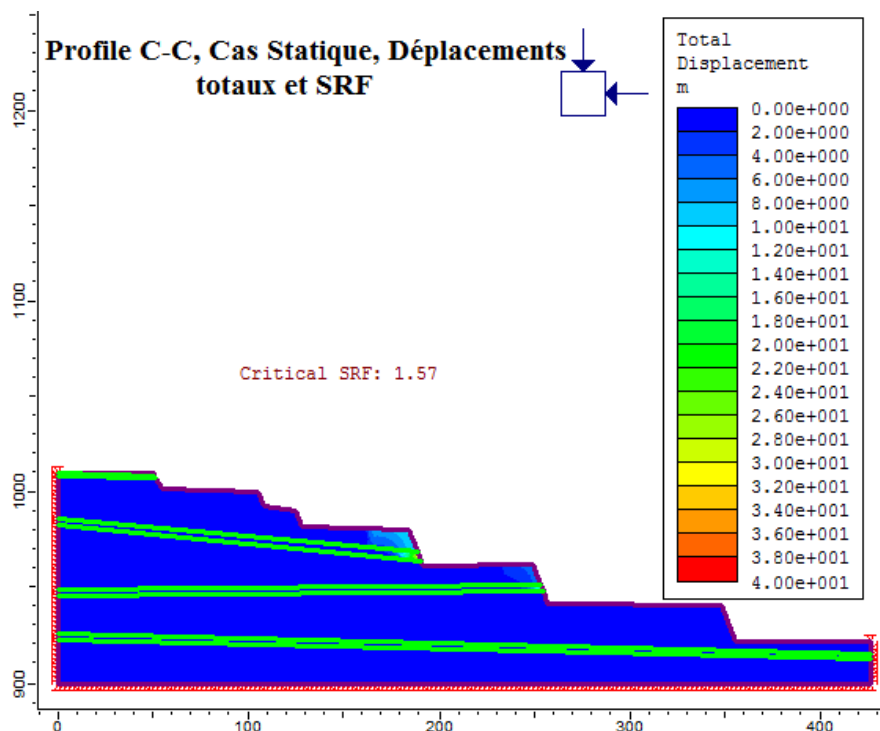


Figure. V.50. Facteur de sécurité et les déplacements totaux du talus pour le profile C-C, (Total Displacement).

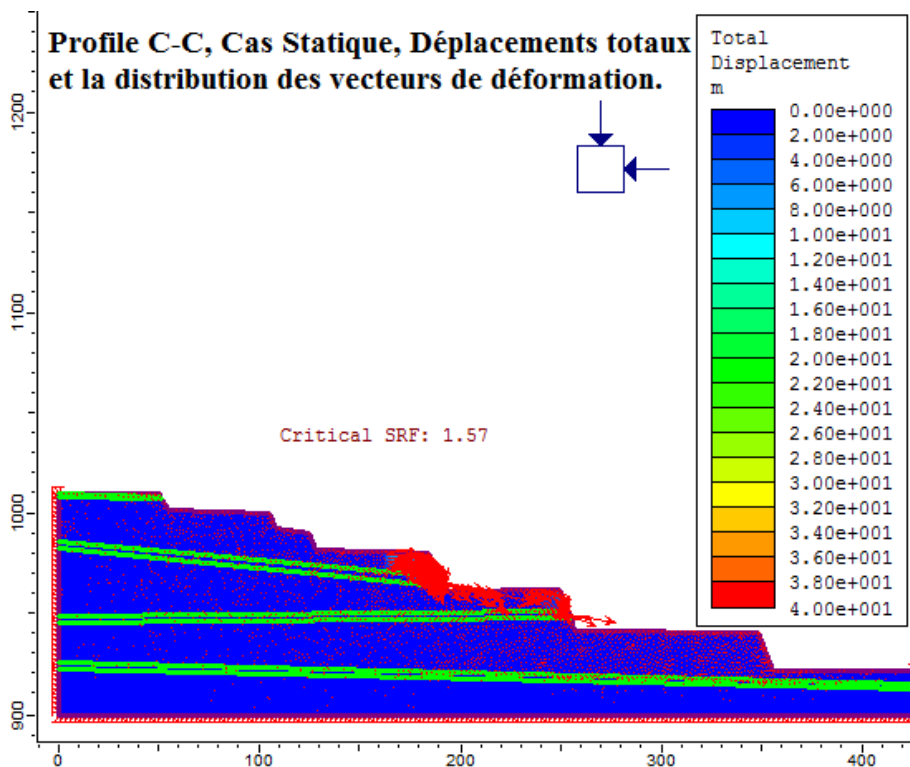


Figure. V.51. Profile C-C, Cas Statique, Déplacements totaux et la distribution des vecteurs de déformation.

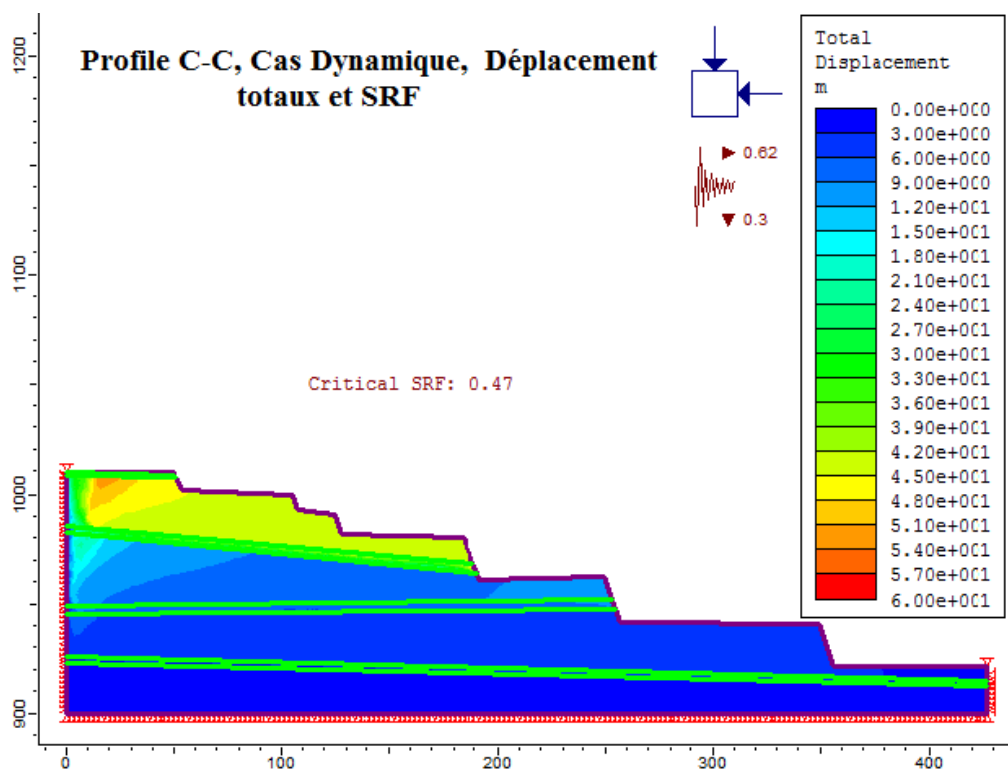


Figure. V.52. Facteur de sécurité et les déplacements totaux du talus pour le profile C-C (Cas Dynamique).

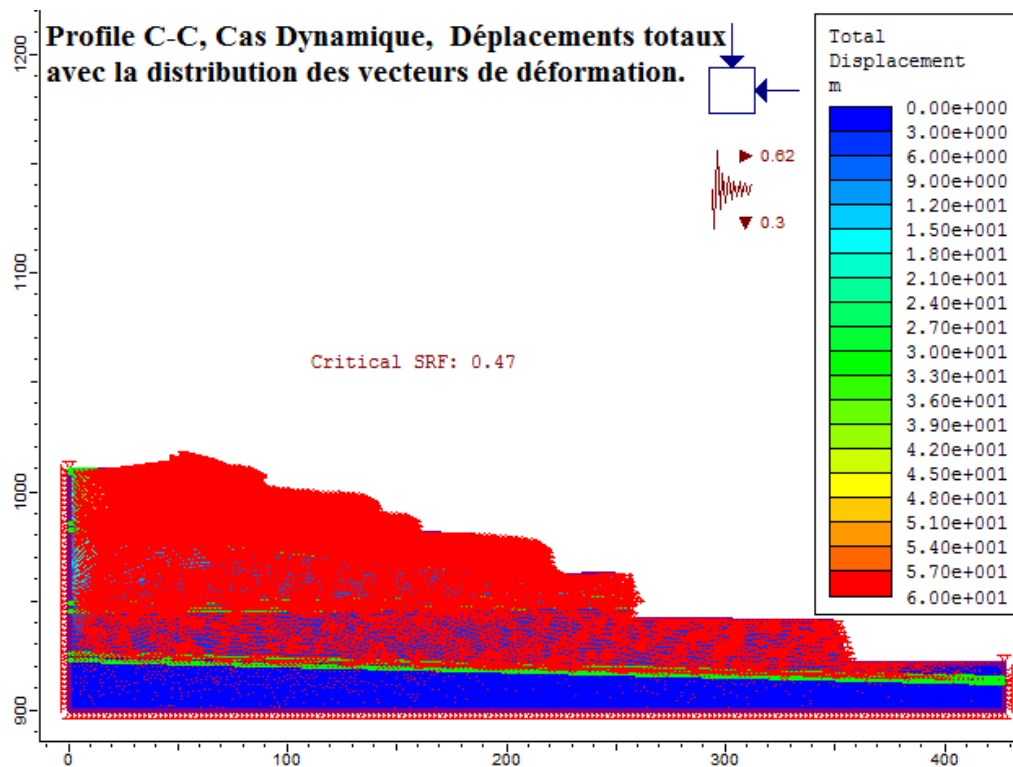


Figure. V.53. Profile C-C, Cas Dynamique, FS et les déplacements totaux avec la distribution des vecteurs de déformation.

D. Profile D-D (830 – 900)

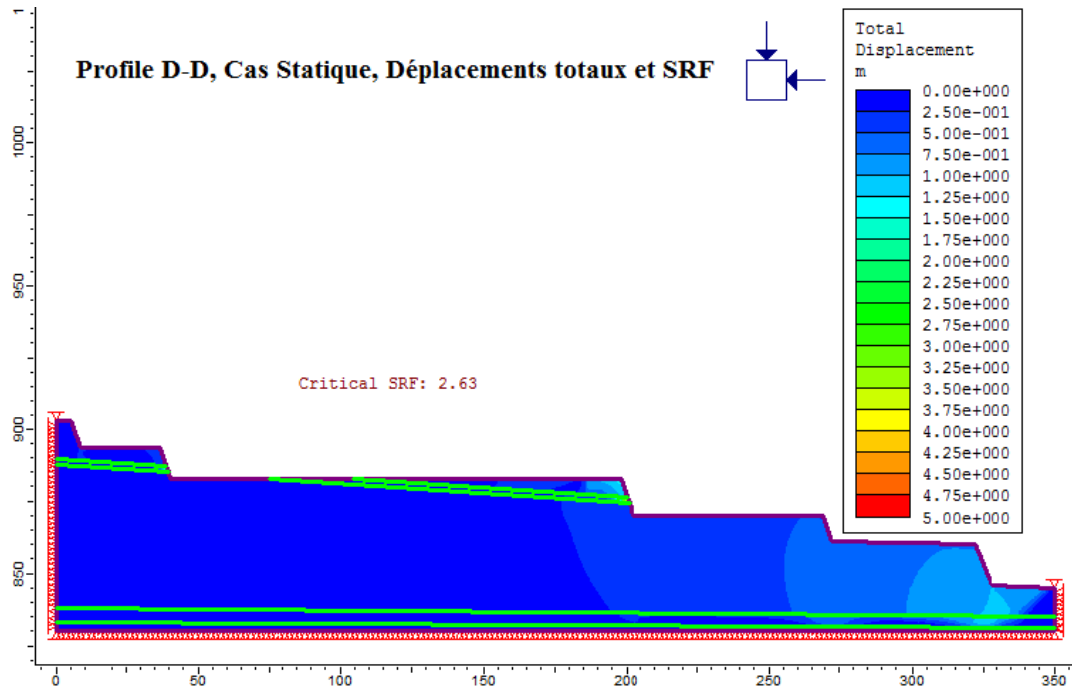


Figure. V.54. Facteur de sécurité et les déplacements totaux du talus pour le profile D-D, (Total Displacement).

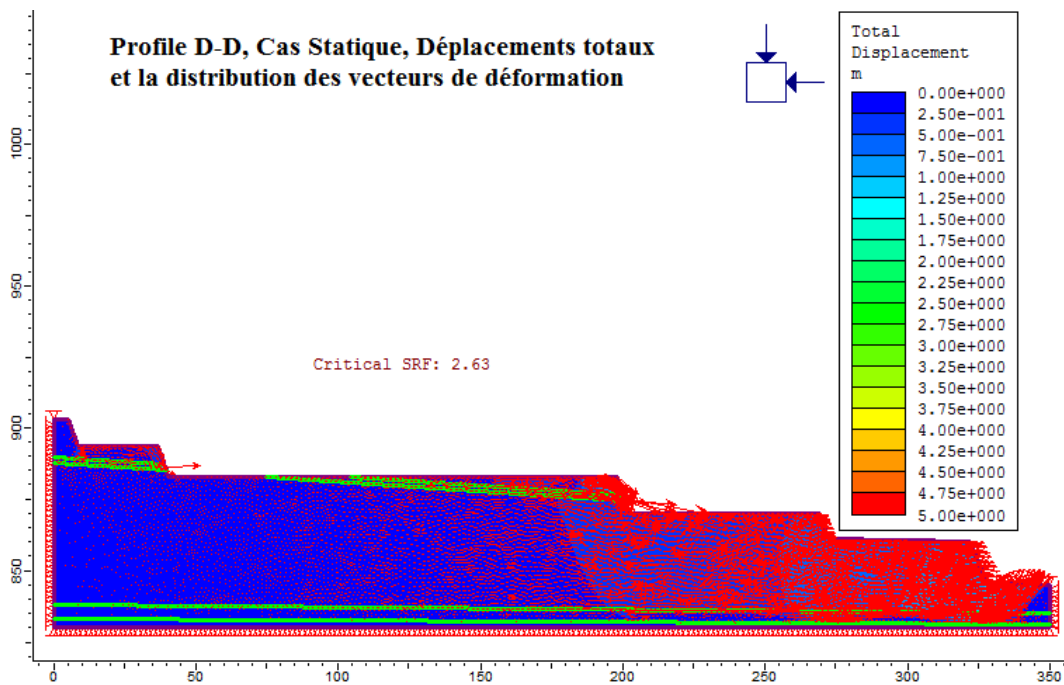


Figure. V.55. Profile D-D, Cas Statique, Déplacements totaux et la distribution des vecteurs de déformation.

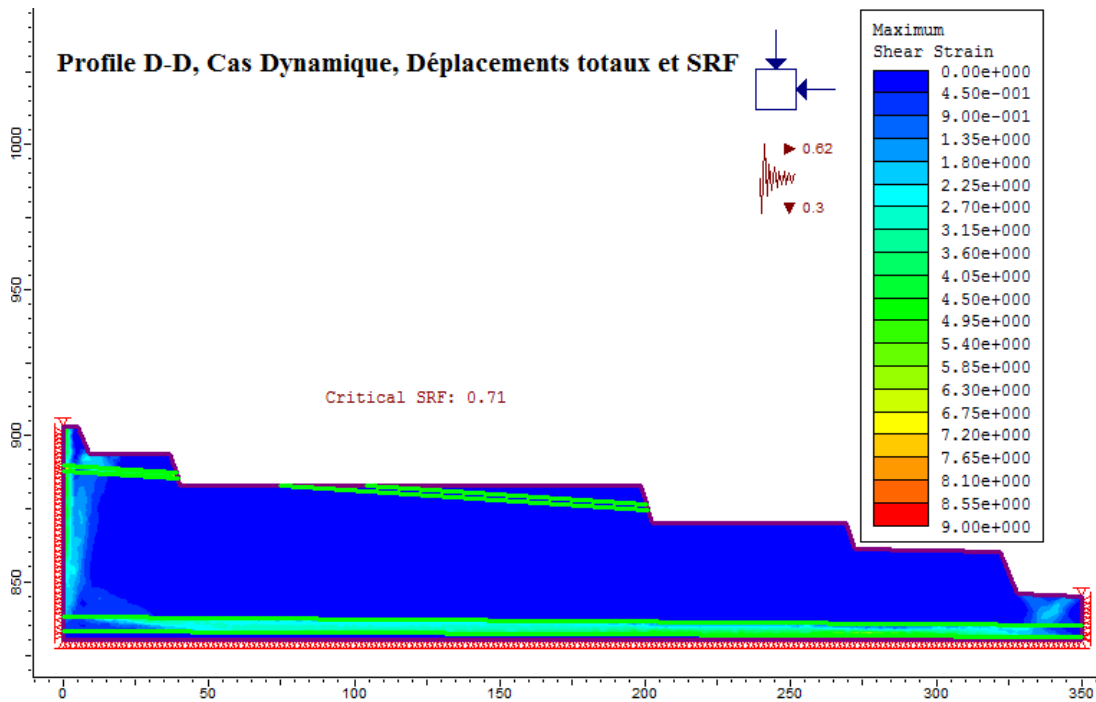


Figure. V.56. Facteur de sécurité et les déplacements totaux du talus pour le profile D-D (Cas Dynamique).

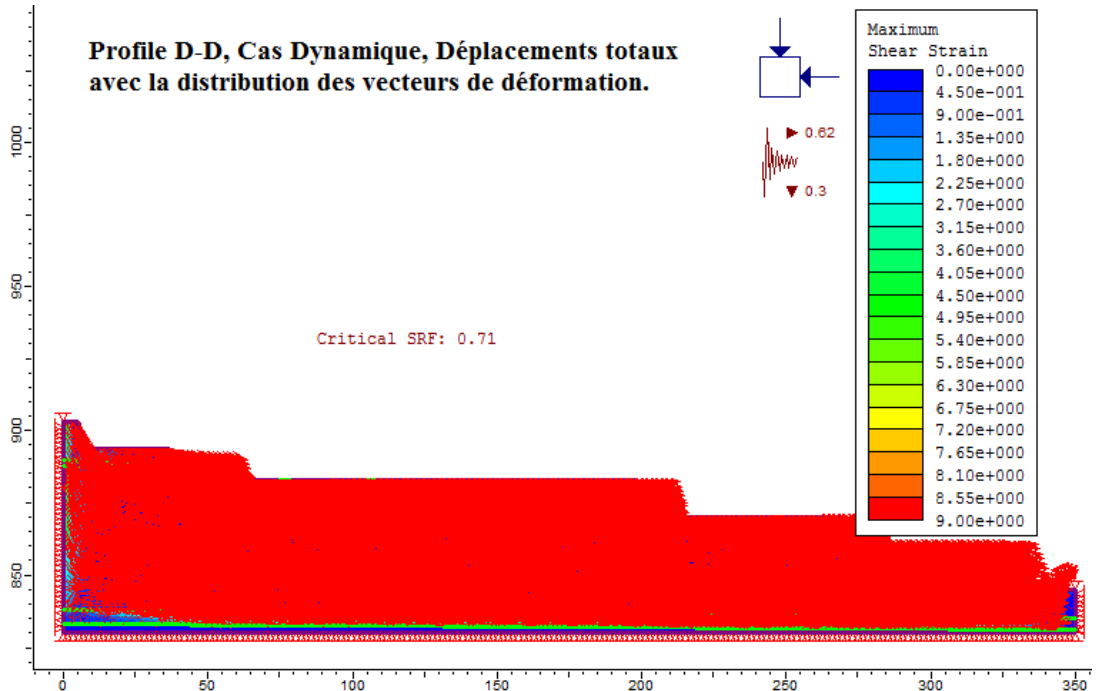


Figure. V.57. Profile D-D, Cas Dynamique, FS et les déplacements totaux avec la distribution des vecteurs de déformation.

**V.6.3. Discussions des résultats de logiciel Phase2 (les éléments finis)**

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau V.5 et les contraintes de cisaillement maximale et facteurs de sécurité (en condition statique et pseudo-statique) pour différentes profiles sont illustré dans les figures illustrées au-dessus.

**Tableau. V.5.** Les résultats de Facteur de sécurité selon la méthode des éléments finis

Profile	A-A	B-B	C-C	D-D
<b>Fs Statique</b>	1.8	3.09	1.57	2.63
<b>Fs pseudo-statique</b>	0.62	0.60	0.47	0.71

D'après les résultats de la modélisation numérique, obtenus par la méthode des éléments finis en condition statique on constate que :

Sur les profils A-A, B-B, C-C et D-D, l'analyse de stabilité par la méthode SSR-FE montre une bonne concordance du SRF avec le Fs obtenu lors de l'analyse avec la méthode LEA, comme le montre le tableau V.5 et les facteurs de sécurité donnée par différentes phases d'excavation sont supérieurs au seuil admissible pour la stabilité des talus ( $FS \geq 1.3$ ) (John et Peter, 2010), ce qui implique que les profils de la carrière de Chouf-Ammar sont donc stable malgré les travaux d'excavations qui ont été fait.

D'après les résultats de la modélisation numérique de facteurs de sécurité pseudo-statique (Tableau V.5) pour différentes phases d'excavation, on peut constater que les valeurs sont inférieurs au seuil minimal admis pour la stabilité du talus ( $FS \geq 1.1$ ) (John et Peter, 2010), ce qui implique que le bord de ces profils sont instable pendant l'utilisation de l'explosifs.

L'introduction du coefficient d'effet du tir à l'explosifs sur la stabilité a contribuent à la diminution de ce dernier par rapport au cas normal.

Donc ces résultats conduire à des risques élevés sur le long terme notamment dans les chargements dynamiques.

Dans le cas de la marne, l'effet de l'onde sismique causé par le tir a une grande influence sur le Fs vu que tous les gradins de la carrière sont dans le risque de glissement.

**V.6.4. Cinétique du mécanisme de glissement (distribution des vecteurs de déplacement)**

Généralement, la cinétique et le mécanisme de glissement des potentiels (pour les mesures de sécurité) ou les ruptures déjà existantes fournissent des informations utiles à l'ingénieur. Dans les travaux actuels, la cinétique et les mécanismes de glissement sont discutés au moyen de vecteurs qui décrivent le mouvement du talus dans le mécanisme au moment de glissement. Ce sont les

vecteurs de vitesse, l'incrémental vecteurs de déplacement et les vecteurs de déplacement total, tels qu'utilisés dans le Phase2 (Figures VII.43,45,47,49,51,53,55,57).

Il convient de noter que bien que la direction et la taille du déplacement / vitesse vecteurs n'a aucune signification quantitative sur un type d'analyse SSR (Shear Strength Reduction), mais ils fournissent une bonne sens qualitatif du mécanisme de rupture en développement, car ils reflètent le modèle physique de mouvement au bord de glissement. Comme le montre dans les figures cité au-dessus, dans toutes les cas, la direction des vecteurs de déplacement / vitesse reflètent le développement du mode de rupture de rotation, qui est typique sur le talus sur la couche de marne.

Comme mentionné précédemment, dans ces conditions (où le marne peut être simulée de manière réaliste comme un milieu continu), la rupture dépend plutôt de la résistance au cisaillement de matériau que sur la résistance au cisaillement des discontinuités.

On peut donc dire que la représentation de mouvement de talus en rupture est pratiquement identique pour tous les profils.

## **V.7. Conclusion**

Les résultats de l'analyse à l'équilibre limite par Slide montrent bien que la carrière présente un grand risque pour le cas dynamique au niveau de tous les profils analysée et dans les différentes formations rocheuses de la carrière de Chouf-Ammar, Les résultats de la modélisation numérique par Phase2 confirment aussi que la carrière présente une stabilité faible au niveau des joints de stratification (les couches de marne).

Les mesures à l'aide d'une boussole d'un géologue montrent que les couches marneuses ont un pendage varie de 8° à 20° selon leurs positions dans les formations du calcaire (Couche 1, Couche 2, Couche 3).

Le tir au niveau de la carrière Chouf-Ammar produit des ondes sismiques qui ont des influences importantes sur la stabilité de la carrière.

L'infiltration des eaux dans les couches marneuses produit la diminution du coefficient de sécurité.

## **CONCLUSION GENERALE**

L'objectif de cette recherche est mesuré systématiquement et numériquement l'orientation des discontinuités par la méthode de l'analyse structurale et caractériser adéquatement le massif par la méthode de scan line afin de déterminer l'orientation et la recherche des familles principales, d'identifier les différents modes de rupture susceptibles de se développer à l'intérieur de la carrière Chouf-Ammar comme cas d'étude présentant la plus importante carrière dans la wilaya de M'Sila. Ceci a nécessité plusieurs investigations, soit : une étude structurale, une caractérisation de la qualité du massif rocheux et de ses propriétés mécaniques et une analyse des réseaux de failles, des fractures et des joints etc. La méthode est une approche multi étapes (Statistique, Empirique, Analytique, Cinématique et Numérique).

L'analyse statistique des paramètres géométriques de l'ensemble des discontinuités affectant les formations du massif rocheux de la carrière de Chouf-Ammar, nous a permis de déterminer cinq grandes familles de discontinuités présentes dans la formation C1 et quatre familles dans C2 et C3 en fonction de l'orientation. On a fait une analyse statistique des paramètres distincts de discontinuités (l'orientation, l'espacement, l'ouverture...etc.) ce qui permet de discriminer et quantifier chacune des familles de discontinuités pour l'ensemble de sites de Chouf-Ammar. Cette analyse nous aide à définir aussi la qualité du massif rocheux et d'examiner la stabilité de talus en rocher et le glissement de blocs rocheux.

Les résultats des classifications RQD, RMR, nous indiquent que le massif rocheux de la carrière de Chouf-Ammar est constitué de formations de faible et moyenne à bonnes qualités.

Les résultats de la classification SMR montrent que la carrière présente des possibilités de ruptures de différents types (planaire, dièdre, basculement) au niveau des formations rocheuses.

D'une manière générale, la méthode empirique SMR reste un outil d'analyse rapide qui peut donner une idée générale sur les pentes des talus stables en se basant sur des paramètres qualitatifs. Par contre, cette méthode ne peut pas garantir des résultats fiables. Il faut analyser chaque type de rupture à l'aide des outils qui tiennent compte de tous les paramètres qui influencent la stabilité.

Les différents modes d'instabilité potentiels ont été caractérisés à l'aide d'une étude cinématique pour chaque faciès ainsi que pour l'ensemble du talus. Cette analyse nous a permis de faire ressortir plusieurs cas de rupture en coin à l'échelle du talus. Au niveau des faciès, plusieurs possibilités de ruptures en coins marquées par les intersections entre les familles de discontinuités à l'échelle des bancs individuels dans tous les secteurs de la carrière.

Les intersections entre les failles et les différentes familles de discontinuités et les intersections des familles dans ces secteurs génèrent plusieurs possibilités de ruptures en coins à l'échelle de la pente. Les ruptures planaires sont aussi remarquables dans les secteurs de la carrière. Notons ici que les cas de basculement mentionnés n'ont impliqué jusqu'à maintenant que de faibles volumes pouvant être captés par les bermes de sécurité.

La simplicité avec laquelle les relations en trois dimensions peuvent être mises en graphique et manipulées en projection stéréographique fait en sorte que cette méthode

devienne intéressante pour des problèmes de stabilité en massif rocheux particulièrement pour les ruptures en coin.

Par la suite, en a fait une analyse à l'aide de la méthode d'équilibre limite par le logiciel Slide.

Dans le cadre de cette analyse de stabilité, un facteur de sécurité de 1,3 a été utilisé comme limite entre la stabilité et l'instabilité. Cette analyse a permis de faire ressortir que la carrière est stable dans le cas statique mais pour l'utilisation de l'explosif il est instable. La dernière étape consistant en une analyse numérique au moyen d'un modèle conceptuel convenablement élaboré en utilisant la méthode des éléments finis (Phase2).

Les résultats obtenus montrent des déplacements inadmissibles dans les gradins, des contraintes dépassant en large la résistance au cisaillement des roches développées le long des joints marneux inférieurs et dans la base du talus et des déformations correspondantes trop élevées dans ces mêmes endroits.

L'étude par la méthode des éléments finis du comportement de l'ouvrage présente de grands avantages tels que la réduction des coûts par rapport aux essais à grande échelle et à la non-nécessité de condition de similitude par rapport aux essais sur modèles réduits au laboratoire. Mais le plus grand avantage de l'approche numérique se situe dans la capacité d'effectuer des études paramétriques, L'utilisation du logiciel Phase2 à pour avantage d'être moins coûteuse et plus rapide que des essais expérimentaux sur modèles réduits ou des essais in situ .

La comparaison des résultats quantitatifs essayés de ces quatre approches permet d'évaluer qualitativement la stabilité du talus de la carrière de Chouf-Ammar.

L'étude de la stabilité établie par la méthode de l'équilibre limite et les éléments finis montrent que la carrière de Chouf-Ammar est instable, qui vérifie les résultats obtenus suite à l'application de méthodes de classification semi-empirique concernant la situation du massif.

Comme recommandation, il est nécessaire de procéder à ce qui suit:

Diminution de l'angle de bord jusqu'à la valeur requise pour qu'il soit stable afin d'augmenter la production.

Réorientation de l'exploitation vers un sens perpendiculaire du pendage des discontinuités. donc l'exploitation sera du nord-sud vers l'ouest-est.

Réduction des charges d'explosif qui doivent être pour le mieux afin d'optimiser les vibrations du massif qui réduisent notablement la stabilité du bord de la carrière.

Introduire des mesures sismiques nécessaires A estimation des accélérations par diverses charges d'explosif et l'ajustement en conséquence de l'exploitation.

Il vivement recommandait de la planifier une exploitation la favorisant les zones non marneuses.

### ANNEXE I . CALCULS DES PARAMETRES GEOMETRIQUES

#### I.1. Paramètres géométriques pour la famille 1 (Niveau 800)

##### Extension grande

Effectif total :  $N_1=50$ , longueur de la ficelle :  $L_1=80$  m, nombres des lignes de mesure :  $l_1=3$  lignes, nombre d'intervalles  $n_1-1 = 96$ , l'angle moyenne du pendage :  $\alpha_1 = 21$ ,

$\cos \alpha_1 = 0,9335$ .

##### I.1.1. L'espacement :

• **ES<sub>1</sub> moyen le long de la ficelle** =  $L_1 / N_1 - 1$

ES<sub>1</sub> moyen =  $80 / 49 = 1.2244$  m

• **ES<sub>1</sub> vrai moyen** = **ES moyen** x  $\cos \alpha_1$

ES<sub>1</sub> vrai moyen =  $1.2244 \times 0,9335 = 1.14$  m = 114 cm

ES<sub>1</sub> vrai moyen = 114 cm

• **ES<sub>1</sub> moyen le long de chaque ligne de mesure** = **ES<sub>1</sub> vrai moyen** /  $I_1$

ES<sub>1</sub> moyen =  $1.14 / 3 = 0.3831$  m = 38.31 cm

##### I.1.2. La fréquence :

• **F<sub>1</sub>** =  $1 / \text{ES}_1 \text{ vrai moyen}$

$F_1 = 1 / 1.14 = 0.8771$  Fr / m

##### I.1.3. La surface spécifique :

• **S<sub>1</sub>** =  $\sum_{k=1}^3 F_1$

$S_1 = 3 \times 0.8771 = 2.6315$  m<sup>2</sup> / m<sup>3</sup>

##### I.1.4. La densité de fracturation:

**D<sub>1</sub>** = **ID<sub>1</sub>** /  $L_1$

**ID** =  $L/n$  ( $L$  : longueur de la parie étudiée du massif en m et  $n$  : nombre de discontinuité sur la partie mesurée)

ID<sub>1</sub> =  $80 / 50 = 1.6$  m

D<sub>1</sub> =  $1.6 \times 3 / 80 = 0.06$  m

D<sub>1</sub> = 0.06 m = 60 cm

##### I.1.5. Classification RQD<sub>800</sub>

##### Extension grande

Effectif total :  $N_1 = 50$ , surface spécifique :  $S_1 = 2.6315$  m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>

$S_1$  ..... 50 joints de fissures

1m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup> .....  $jv_1$

$Jv_1 = 50 / 2.6315 = 19.00$  joints de fissures

**RQD<sub>800</sub> = 115 - 3.3 x  $jv_1$**

RQD<sub>800</sub> =  $115 - 3.3 \times 19 = 115 - 62.70$

**RQD<sub>800</sub> = 52.3 %**

## ANNEXE I . CALCULS DES PARAMETRES GEOMETRIQUES

### I.1.6. RMR<sub>800</sub> (Set 1)

Extension grande

paramètres de Bieniawski	Paramètres estimés	Classes	Rating
J <sub>1</sub> : Compression (C <sub>0</sub> ) de la roche intacte	90.46 M Pa	50 - 100 M Pa	07
J <sub>2</sub> : Qualité du massif estimé RQD <sub>800</sub>	52.29 %	50 – 75 %	13
J <sub>3</sub> : Espacement entre les discontinuités ES <sub>1</sub>	1.14 m	0,6 – 2 m	15
J <sub>4</sub> : Conditions des Discontinuités	rugueuses, faces dures	rugueuses, faces dures	25
J <sub>5</sub> : Disposition des Discontinuités	Discrète	Rating pente discrète	- 25
J <sub>6</sub> : Venues d'eaux souterraines	Eaux interstitielles	V <sub>max</sub> 0,10 Press /sigma	10

$$\text{RMR}_{800} = J_1 + J_2 + J_3 + J_4 + J_5 + J_6$$

$$\text{RMR}_{800} = 7 + 13 + 15 + 25 - 25 + 10 = 45$$

$$\text{RMR}_{800} = 45$$

$$\text{RMR}_{\text{basic}} = J_1 + J_2 + J_3 + J_4 + J_6 = 70$$

$$\text{RMR}_{\text{basic}} = 70$$

### I.2. Paramètres géométriques pour la famille 2 (Niveau 800)

Extension grande

Effectif total : N<sub>1</sub>=95, longueur de la ficelle : L<sub>1</sub>=100 m, nombres des lignes de mesure : l<sub>1</sub>=3 lignes, nombre d'intervalles n<sub>1</sub>-1 = 94, l'angle moyenne du pendage : α<sub>1</sub> = 20,

$$\cos \alpha_1 = 0,9396.$$

#### I.2.1. L'espacement :

•ES<sub>1</sub> moyen le long de la ficelle = L<sub>1</sub> / N<sub>1</sub>-1

$$ES_1 \text{ moyen} = 100 / 94 = 1.06 \text{ m}$$

•ES<sub>1</sub> vrai moyen = ES moyen x cos α<sub>1</sub>

$$ES_1 \text{ vrai moyen} = 1.06 \times 0,9396 = 0.9959 \text{ m} = 99.59 \text{ cm}$$

•ES<sub>1</sub> moyen le long de chaque ligne de mesure = ES<sub>1</sub> vrai moyen / l<sub>1</sub>

$$ES_1 \text{ moyen} = 0.9959 / 3 = 0.3319 \text{ m} = 33.19 \text{ cm}$$

#### I.2.2. La fréquence :

•F<sub>1</sub> = 1 / ES<sub>1</sub> vrai moyen

$$F_1 = 1 / 0.9959 = 1.0041 \text{ Fr / m}$$

#### I.2.3. La surface spécifique :

•S<sub>1</sub> = Σ<sub>k=1</sub><sup>3</sup> F<sub>1</sub>

$$S_1 = 3 \times 1.0041 = 3.0123 \text{ m}^2 / \text{m}^3$$

#### I.2.4. La densité de fracturation:

$$D_1 = ID_1 / L_1$$

## ANNEXE I . CALCULS DES PARAMETRES GEOMETRIQUES

ID = L/n (L : longueur de la parie étudiée du massif en m et n : nombre de discontinuité sur la partie mesurée)

$$ID_1 = 100 / 95 = 1.6 \text{ m}$$

$$D_1 = 1.0526 \times 3 / 100 = 0.0315 \text{ m}$$

$$D_1 = 0.0315 \text{ m} = 3.15 \text{ cm}$$

### I.2.5. Classification RQD<sub>800</sub> :

#### Extension grande

Effectif total : N<sub>1</sub> = 95, surface spécifique : S<sub>1</sub> = 3.0123 m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>

S<sub>1</sub>.....95 joints de fissures

1m<sup>2</sup>/m<sup>3</sup>..... jv<sub>1</sub>

Jv<sub>1</sub> = 95 / 3.0123 = 31.55 joints de fissures

$$RQD_{800} = 115 - 3.3 \times jv_1$$

$$RQD_{800} = 115 - 3.3 \times 31.55 = 115 - 104.07 = 98.5\%$$

$$RQD_{800} = 10.92 \%$$

### I.2.6. RMR<sub>800</sub> (Set 2)

paramètres de Bieniawski	Paramètres estimés	Classes	Rating
J <sub>1</sub> : Compression (C <sub>0</sub> ) de la roche intacte	90.46 M Pa	50 - 100 M Pa	07
J <sub>2</sub> : Qualité du massif estimé RQD <sub>800</sub>	10.92 %	< 25 %	3
J <sub>3</sub> : Espacement entre les discontinuités ES <sub>1</sub>	0.9959 m	0,6 – 2 m	15
J <sub>4</sub> : Conditions des Discontinuités	rugueuses, faces dures	rugueuses, faces dures	25
J <sub>5</sub> : Disposition des Discontinuités	Discrète	Rating pente discrète	- 25
J <sub>6</sub> : Venus d'eaux souterraines	Eaux interstitielles	V <sub>max</sub> 0,10 Press /sigma	10

$$RMR_{800} = J_1 + J_2 + J_3 + J_4 + J_5 + J_6$$

$$RMR_{800} = 7 + 3 + 15 + 25 - 25 + 10 = 35$$

$$RMR_{800} = 35$$

$$RMR_{\text{basic}} = J_1 + J_2 + J_3 + J_4 + J_6 = 60$$

$$RMR_{\text{basic}} = 60$$

**ANNEXE II. CALCULE AUTOMATIQUEMENT DES ANGLES AUXILIAIRES PAR SMRTOOL**

**ANNEXE II. CALCULE AUTOMATIQUEMENT DES ANGLES AUXILIAIRES PAR SMRTOOL**

Slope face	Joint sets	$a_j$	$B = B_j$ (F2)	$a_s$	$B_s$	$A = a_j - a_s$ (F1)	$C = B_j - B_s$ (F3)	Probable failure
1	Set 1	220°	21°	210°	80°	10°	-59	Wedge / Planar
	Set 2	337°	20°			53°	100°	Toppling
	Set 3	330°	30°			60°	110°	Toppling
	Set 4	291°	78°			81°	-2°	Wedge / Planar
2	Set 1	293°	17°	210°	82°	83°	-65	Wedge / Planar
	Set 2		78°			52°	-4°	
3	Set 1	307°	08°	210°	80°	83°	88°	Toppling
	Set 2	266°	73°			56°	-7°	Wedge / Planar
4	Set 1	316°	24°	210°	80°	74°	104°	Toppling
	Set 2	242°	25°			32°	-55°	Wedge / Planar
	Set 3	260°	75°			50°	-5°	Wedge / Planar
5	Set 1	322°	09°	215°	78°	73°	87°	Toppling
	Set 2	200°	09°			15°	-69°	Wedge / Planar
	Set 3	255°	77°			40°	-1°	Wedge / Planar
6	Set 1	237°	20°	215°	80°	22°	-60°	Wedge / Planar
	Set 2	223°	24°			08°	-56°	Wedge / Planar
	Set 3	216°	79°			01°	-1°	Wedge / Planar
7	Set 1	333°	28°	215°	80°	62°	108°	Toppling
	Set 2	255°	20°			40°	-60°	Wedge / Planar
	Set 3	266°	77°			51°	-3°	Wedge / Planar
8	Set 1	256°	08°	215°	80°	41°	-72°	Wedge / Planar
	Set 2	258°	75°			43°	-5°	Wedge / Planar
9	Set 1	223°	12°	220°	78°	3°	-66°	Wedge / Planar
	Set 2	332°	12°			68°	90°	Toppling
	Set 3	322°	31°			78°	109°	Toppling
	Set 4	261°	79°			83°	41°	-4°
10	Set 1	225°	12°	220°	77°	5°	-65°	Wedge / Planar
	Set 2	320°	19°			80°	148°	Toppling
11	Set 1	264°	20°	218°	77°	46°	-57°	Wedge / Planar
	Set 2	324°	29°			74°	106°	Toppling
	Set 3	259°	80°			41°	3°	Wedge / Planar
12	Set 1	245°	9°	215°	80°	30°	-71°	Wedge / Planar
	Set 2	341°	12°			54°	92°	Toppling
	Set 3	261°	79°			46°	-1°	Wedge / Planar
13	Set 1	237°	12°	210°	80°	27°	-68°	Wedge / Planar
	Set 2	320°	17°			70°	97°	Toppling
	Set 3	297°	34°			87°	-46°	Wedge / Planar
	Set 4	255°	37°			45°	-43°	Wedge / Planar
	Set 5	265°	79°			55°	-1°	Wedge / Planar
14	Set 1	232°	15°	210°	80°	22°	-65°	Wedge / Planar
	Set 2	312°	14°			78°	94°	Toppling
15	Set 1	230°	12°	215°	82°	15°	-70°	Wedge / Planar
	Set 2	293°	18°			78°	-64°	Wedge / Planar
	Set 3	279°	36°			64°	-46°	Wedge / Planar
	Set 4	273°	80°			58°	-2°	Wedge / Planar

**BIBLIOGRAPHIE**

- Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S., & Boyce, G. M. 2002. Slope stability concepts. Dans John Willey & Sons Inc. (Édit.), Slope Stabilization and Stabilization Methods (2e éd., p. 329-461).
- Aftes. 2003. Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. Tunnel et ouvrages souterrains, revue bimestrielle n°177 mai/Juin 2003, pp. 138-186.
- Aftes. 2001. Association française des travaux d'exploitations sous terrains. Texte provisoire des recommandations pour une description des massifs rocheux utiles à l'étude de la stabilité des ouvrages sous terrains. GT1 : géologie- géotechniques.
- Anbalagan, R., Sharma, S., Raghuvanshi, TK. 1992. Rock mass stability evaluation using modified SMR approach. In: proceedings of the 6th National Symposium on Rock Mechanics; p. 258-68.
- Ansari, M.K., Abd El-Aal, K. 2016. Slope Stability Analysis of Cut Slopes Using Rock and Slope Mass Rating along Najran –Abha road, Kingdom of Saudi Arabia. <https://www.researchgate.net/publication/304215229>.
- Backers, T., 2004, Fracture toughness determination and micromechanics of rock under Mode I and Mode II loading. PhD- Thesis, University of Potsdam, Germany.
- Balkema, 1991. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 30, A231-A231.
- Bandis S., Lumsden A., Barton N. 1981. Experimental Studies of Effects on The Shear behavior of Rock Joints Deformation. Int. J Rock Mech.Min Sci. & Geomech.Abst. Vol 18, pp. 1-21, 1981.
- Bardet, J.P., Kapuskar, M.M. 1989. A simplex analysis of slope stability. Computer and Geotechnics, Vol. 8, pp. 329-348.
- Barton N., Choubey V. 1977. The Shear Strength of Rock Joints in theory and Practice. Rock Mechanics vol.10 , pp.1-54 . 1977.
- Barton, N.R. and Bandis, S. 1990. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In Rock joints, proc. int. symp. On rock joints, Loen, Norway, (eds N. Barton and O. Stephansson), 603-610. Rotterdam: Balkema.
- Basahel, H., Mitri, H., 2017. Application of rock mass classification systems to rock slope stability assessment: A case study. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering v.9 (6), pp 993-1009.
- Berkowitz, B. 2002. Characterizing flow and transport in fractured geological media: a review. Advances in Water Resources, Vol. 25, pp. 861-884.
- Betti, E. 1872. Theori dell elasticita. IlNuovo Cimento,p.7-10.
- Bieniawski ZT. 1973. Engineering classification of jointed rock masses. Civil Engineer in South Africa; 15(12):335-43.
- Bieniawski ZT. 1976. Exploration for rock engineering: proceedings of the Symposium on exploration for rock engineering. Cape Town, South Africa: A.A. Balkema.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- Bieniawski, Z.T., 1989. Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. John Wiley & Sons, New York, pp. 251.
- Bishop A. W. 1955. The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes. *Geotechnique*, 5:7–17
- Bjurstrom S. 1974. shear strength of hard rock joints reinforced by grouted untensioned bolts” proc. 3rd Int. Cong. On rock mechanics, ISRM, Denver, vol. II.B, p.1194 FF.
- Brady, B.H.G., Brown, E.T. 1985. Rock mechanics for underground mining. Allen and Unwin, London, 527 p.
- Bray, J.W., Brown, E.T. 1976. A short solution for stability of a rock slope containing a tetrahedral wedge. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 13, pp. 227-229.
- Brisevac, Z. Kujundzic, T. and Cajic, S. 2015. Current cognition of Rock Tensile Strength by Brazilian Test. *Mining-Geol.-Petrol. Eng. Bull.*, Vol. 30, No. 2, PP. 101-114. <http://dx.doi.org/10.17794/rgn.2015.2.2>.
- Brown. E.T. 1987. Analytical and computational methods in engineering rock mechanic. Allen and Unwin, London, 259 p.
- Burman, B.C. 1974. Development of a numerical model for discontinua. *Australian Geomechanics J.*, Vol. 4, pp. 13-22.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Uno, H., Tasaka, Y., & Minami, M. 2004. Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(1), 3-19.
- Cala M., Flisiak J., & Tajdus A. 2004. Slope stability analysis with modified shear strength reduction technique. T. F. Group (Ed), *Landslides: Evaluation and Stabilization* (p. 1085-1089).
- Calembert L et al., 1978. Géologie de l'Ingénieur et Mécanique des Roches. *Annales des Travaux Publics de Belgique*, p.28.
- CFMR-MMR. 2000. Comité Français de Mécanique des Roches (2000) Manuel de mécanique des roches. Tome 1 : Fondements. Les Presses de l'Ecole des Mines de Paris, coordonné par F. Homand et P. Duffaut, 265 p.
- Chalhoub, M. 2006. Contributions of numerical homogenization methods on the rock mass classifications,(Apports des méthodes d'homogénéisation numérique sur la classification des Massifs Rocheux Fracturés) (Doctoral dissertation, Ph. D thesis, Ecole des Mines des Paris).
- Chen, Z. 1995. Recent developments in slope stability analysis. In: Fujii T, editor. *Proceedings of the 8th International Congress of Rock Mechanic.*, vol. 3, pp. 1041-1048.
- Cheng Y. M., Lansivaara T., & Wei W. B. 2007. Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. *Computers and Geotechnics*, 34 137-150.
- Coggan JS, Stead D, Eyre JM. 1998. Evaluation of techniques for quarry slope stability assessment. *Transactions of the Institutions of Mining and Metallurgy, Section B: Applied Earth Scienc.* 107.

- Coulomb, C.A. 1773. Essai sur une application des règles de maximis et de minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'Architecture. Mémoires de mathématique et de physique présentés à l'académie Royale des sciences, Paris, Vol. 7, pp. 343-382.
- Crotty, J.M., Wardle, L.J. 1985. Boundary integral analysis of piecewise homogeneous media with structural discontinuities. *Int. J. Rock Mech. and Min. Sci.*, Vol. 22, No. 6, pp. 419-427.
- Cruden, D.M. 1978. Discussion of A method of distinguishing between single and double plane sliding of tetrahedral wedges. by G. Hocking (*Int. J. Rock Mech. and Min. Sci.*, Vol. 13, pp. 225-226, 1976). *Int. J. Rock Mech. and Min. Sci.*, Vol. 15, p. 217.
- Cundall, P.A. 1971. A computer model for simulating progressive large-scale movements in blocky rock systems. *Rock Fracture, Proc. Int. Symp. ISRM, Nancy*, Vol. 1, pp 2-8.
- Cundall, P. A. 1971. A computer model for simulating progressive large-scale movements in blocky rock systems". In *proc. of the Symposium of the Int. Society of Rock Mechanics*, pp 129–136, Nancy, France.
- Duncan, W. 2018. *Rock slope engineering: civil applications*. Fifth edition, Boca Raton: Taylor & Francis, CRC Press. ISBN 9781498786287 (e-book).
- Duncan, J. M., Stephen, G.W and Thomas, L. B. 2014. *Soil strength and slope stability*. Second edition, John Willey & Sons Inc., Hoboken, New Jersey. ISBN 978-1-118-91795-4 (ebk).
- Deere D.U. 1964. Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock mechanics and rock engineering*, vol1, pp, 17-22.
- Efimov, V.P. 2016. Tensile strength of rocks by test data on disc-shaped specimens with a hole drilled through the disc center. *Journal of Mining Science*, V.52, N.5, pp. 878-884. <https://doi.org/10.1134/S1062739116041334>.
- Emelianova E.P. 1972. *Ossnovnie zakonomernosti opolznevikh processov*. (Les principes généraux du développement des processus de glissements) En russe, p 49-62,. Nedra. Moscou.
- Fahimifar, A. Malekpour, M. 2012. Experimental and numerical analysis of indirect and direct tensile strength using fracture mechanics concepts. *Bull Eng Geol Environ*, No 2. Vol. 71, pp. 269–283. DOI: <https://doi.org/10.1007/s10064-011-0402-7>.
- Fellenius, W. 1927. *Erdstatische berechnungen mit reibung and kohaesion*, Ernst Berlin (in German).
- Filipello, A., Mandrone, G., Bornaz, L. 2015. Structural Data Treatment to Define Rockfall Susceptibility Using Long Range Laser Scanner, in: Lollino, G., Giordan, D., Thuro, K., Carranza-Torres, C., Wu, F., Marinos, P., Delgado, C. (Eds.), *Engineering Geology for Society and Territory – Volume 6*. Springer International Publishing, pp. 721-724.
- FLAC. 2000. Itasca consulting group, Minneapolis, U.S.A.
- Fortin, M., Gill, D.E. 1986. Le dimensionnement des piliers de surface par une méthode généralisée d'analyse à la rupture. *C.R. Colloque sur l'ingénierie des piliers de surface*, CRM, Val d'Or, PP. 281-304.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- Fouramaiteaux, D. 1973. Structure des massifs rocheux et quantifications des familles des discontinuités du massif, v 118, p 69 -75.
- Fredlund D.G., and J. Krahn. 1977. Comparison of Slope Stability Methods of Analysis, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, N° 3, pp 429-439.
- Fuenkajorn, K. Klanphumesri, S. 2011. Laboratory Determination of Direct Tensile Strength and Deformability of Intact Rocks. Geotechnical Testing Journal, V. 34, N. 1, pp. 97-102, <https://doi.org/10.1520/GTJ103134>.
- Gill, D.E., Fortin, M., Matte, S., Papantonopoulos, C.I. 1989. Application d'une méthode généralisée d'analyse à la rupture à l'évaluation des piliers de surface. C.R. Conf. Int. Sur l'évaluation des piliers de surface pour les mines de métaux actives et abandonnées, Timmins, Canada, pp. 89-101.
- Gill, D.E., Matte, S., Fortin, M., Papantonopoulos, C.I. 1991. The study of potential structural instabilities in tunnels. Proc. 9th Annual Can. Tunnelling Conf., Montreal, PP. 119-129.
- Goodman R.E. 2000. Behavior of Rock in Slopes, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 126, 675- 2000.
- Goodman, R.E. 1976. Methods of geological engineering in discontinuous rocks. West Publishing, St-Paul, 472 p.
- Goodman, R.E., Taylor, R.L., Brekke, T.L. 1968. A model for the mechanics of jointed rock, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 14, No.SM3, pp. 637-659.
- Goodman, R. E. 1989. Introduction to rock mechanics (Vol. 2, p. 576). New York: Wiley.
- Goodman, R.E., Shi, G.H. 1985. Block theory and its application to rock engineering. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 338 p.
- Guadri I., hadji r., zahri f., raïs k. 2015. The quarries edges stability in opencast mines: A case study of the Jebel Onk phosphate mine, NE Algeria. Arab J Geosci 8:8987–8997.
- Gussmann, P. 1982. Kinematic elements for soil and rock. Proc. 4th Int. Conf. Num. Methods in Geomech., Edmonton, Vol. 1, pp. 47-52.
- Hack R, Price D, Rengers N. 2003. A new approach to rock slope stability-a probability classification (SSPC). Bulletin of Engineering Geology and the Environment; 62(2):167e84.
- Hadjigeorgiou, J., Lessard, J. F., Villaescusa, E., & Germain, P. 1995. An appraisal of structural mapping techniques. Mechanics of jointed and faulted rock. Rotterdam: Balkema, 191-7.
- Hadji, R., Chouabi, A., Gadri, L., Raïs, K., Hamed, Y., Boumazbeur, A. 2016. Application of linear indexing model and GIS techniques for the slope movement susceptibility modeling in Bousselam upstream basin, Northeast Algeria, Arab J Geosci 9:192.
- Hammah, R. E., Curran, J. H., Yacoub, T., & Corkum, B. 2004. Stability analysis of rock slopes using the finite element method. Communication presented à EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium.
- Hocking, G. 1976. A method of distinguishing between single and double plane sliding of tetrahedral wedges. Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Vol 13, pp. 225-226.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- Hoek, E., Brown, E.T. 1980. Underground excavations in rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 527 p.
- Hoek, E., Bray, J. 1974. Rock slope engineering. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1st edition, 309 p.
- Hoek E. et Bray J.W. 1977. Rock slope engineering. edition Institution of Minery and Metallurgy, p. 5.
- Hoek, E. 1990. Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 27(3), 3.
- Hoek, E. 1994. Strength of rock and rock masses. ISRM News Journal, 2(2), 4-16.
- Hoek E., Bray J. (1981): "Rock Slope Engineering ". The Institution Mining and Metallurgy, London. 1981.
- Hoek E. 2007. Rock mass properties. Practical rock engineering. [www.rocscience.com/learning/hoek-s-corner](http://www.rocscience.com/learning/hoek-s-corner).
- Hudson, J. A. and Harrison, J. P. 1997. Engineering rock Mechanics, an introduction to the principles. Published by Elsevier Science Ltd. 444 pp.
- Hudson, J. A., 1993. Comprehensive Rock Engineering : Principles, Practice and Projects. Vol. 3 : Rock Testing and Site Characterization. Oxford : Pergamon Press. pp. 553-599.
- Indraratna, B. , Ranjith, P. 2001. Hydromechanical aspects and unsaturated flow in jointed rock. Tokyo : A.A.Balkema pub. 286p.
- ISRM. 1997. Société Internationale de Mécanique des Roches. Suggested méthodes for the quantitatives descriptions of discontinuités in Rock Mass- Int. J. Rock. Mech.Min.Sci.Geomech. Abstr, Vol, 15, p 319 -368.
- Itasca Consulting Group. 2016a. Background - The explicit finite difference method. FLAC Manual. p. 36.
- Itasca Consulting Group. 2016b. Factor of safety. Dans FLAC Manual. p. 88.
- Janbu N. 1973. Slope stability computations. In Embankment dam engineering. Edited by R.C. Hirschfield and J. Poulos. John Wiley and Sons, New York, pp. 47-86
- Jing, L. 2003. A review of techniques advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 40 283-353.
- Jing, L., & Hudson, J. A. 2002. Numerical methods in rock mechanics. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 39 409-427.
- John R., Peter S. 2010. Guidelines for open pit slope design, CRC Press Balkema, Chapter n° 9, Acceptance criteria, pp 235, ISBN: 9780415874410
- John, K.W. 1968. Graphical stability analysis of slopes in jointed rocks. Proc. ASCE, Vol. 94, SM2, pp. 426-497.

- Kabilan, N. Muttharam, M. 2016. Correlation between Unconfined Compressive Strength and Indirect Tensile Strength for Jointed Rocks. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, V.5, pp.157-161, DOI:10.15623/ijret.2016.0505029.
- Kahraman, S. 2014. The determination of uniaxial compressive strength from point load strength for pyroclastic rocks. *Engineering Geology*, V.170, pp.33-42.doi:10.1016/j.enggeo.2013.12.009
- Karaman k., ercikdi b., kesimal a. 2013. The assessment of slope stability and rock excavatability in a limestone quarry. *Earth Sciences Research Journal*, 17(2), 169-181.
- Komurlu, E. Demir, S. 2019. Drilled Core Specimen Testing Method for Determination of Tensile Strength Values of Rock Materials. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, V.63, N.1, pp. 18–24. <https://doi.org/10.3311/PPci.12524>.
- Krahn J. 2003. The 2001 R.M. Hardy Lecture: The limits of limit equilibrium analyses, *Can. Geotech. J.* Vol. 40(3), pp. 643–660.
- Ladanyi, B., Hoyaux, B. 1969. A study of trap door problem in granular material. *Can. Geot. J.*, Vol. 6, pp. 1-14.
- Leung, C.F., Kheok, S.C. 1987. Computer aided analysis of rock slope. *Rock Mech. and Rock Eng.*, Vol. 20, pp. 111-122.
- Leung, C.F. 1990. Computer aided design of underground excavation in jointed rock. *Rock Mech. And Rock Eng.*, Vol. 23, pp. 71-89
- LCPC. 2004. Les études spécifiques d'aléa lié aux éboulements rocheux - Guide technique, Coll Environnement-Les risques naturels, Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.
- Li, D. Wong, LNY. 2013. The Brazilian disc test for rock mechanics applications: review and new insights”, *Rock Mech Rock Eng*, No.46, PP. 269–287. DOI: 10.1007/s00603-012-0257-7.
- Li L. C., Tang C. A., Zhu W. C., & Liang Z. Z. 2009. Numerical analysis of slope stability based on the gravity increase method. *Computers and Geotechnics*, 36 1246–1258.
- Livesley, R.K. 1978. Limit analysis of structures formed from rigid blocks. *Int. J. Num. Meth. Eng.*, Vol. 12, pp. 1853-1871.
- Major, G., Kim, H.-S., Ross-Brown, D. 1977. Pit Slope Manual, Supplement I-1 – Plane shear analysis. CANMET, CANMET report 77-16, 307p.
- Mandl, G. 2005. *Rock Joints (The Mechanical Genesis)*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, p.222, DOI.10.1007/b137623.
- Markland, J. T. 1973. A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge slide type of failure is expected. Interdepartmental Rock Mechanics Project, Imperial College of Science and Technology.
- Martin, G. 2000. Conception des excavations minières souterraines à l'aide de la modélisation de réseaux de discontinuités. Thèse présentée à l'Université Laval, Québec, Canada. 163p.
- Matte, S. 1991. Etude de la sensibilité d'une méthode d'analyse à la rupture de piliers de surface des mines souterraines. Mémoire de maîtrise, Département de génie minéral, Ecole Polytechnique de Montréal, 169 p.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- Melbouci B. 2009. Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Edition Elamel, Algérie, ISBN :978-9947-30-010-7.
- Merrien-Soukatchoff, V. 2010. Stabilité d'un bloc isolé et d'un assemblage de blocs. In F. N. In: S. Lambert, ed. Géomécanique des instabilités rocheuses : du déclenchement à l'ouvrage. p. 35.
- Morgenstern, N. R. and Price, V. E. 1965. The analysis of the stability of general slide surfaces. *Geotechnique*, 15:79–93.
- Naithani, A.K. 2007. RMR–A system for characterizing rock mass classification. A case study from Garhwal Himalaya, Uttarakhand. *Jour. Geol. Soc. India*, v. 70(4), pp.627–640.
- Ngandée, S. 1993. Etude de la stabilité des souterrains peu profonds par ARG. Effets des règles d'élaboration des modèle. Mémoire de maîtrise, Département de génie minéral, Ecole Polytechnique de Montréal, 189 p.
- Palmström, A. 1995. RMI – a rock mass characterization system for rock engineering purposes. PhD. thesis, Oslo University, Norway, p 400.
- Palmstrom, A. 1982. The Volumetric Joint Count. A useful simple measure of the degree of rock jointing, *Proc. 4th Congress IAEG, Delhi, Vol.5*, p. 221 – 228.
- Panet, M. 1967. Etude de la structure d'un massif rocheux, *bull. lais labo, routiers p. et ch.* No 28-Nov - Déc, Réf, 391.
- Panet, M. 1969. Discussion of Graphical stability analysis of slopes in jointed rock. by K.W.John (*Proc. ASCE, Vol.94, SM2*, pp. 426-497, 1968). *Proc. ASCE, Vol 95, SM2*, pp.685-686.
- Pande, G.N., Beer, G., Williams, J.R. 1990. *Numerical methods in rock mechanics*; John Wiley and Sons Ltd, p.327.
- Pantelidis L. 2009. Rock slope stability assessment through rock mass classification systems. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 46 (2):315e25.
- Petterson, K. E. 1916. Kajraset i Gotenborg des 5te Mars 1916 [Collapse of a quay wall at Gothenburg March 5th 1916]. *Tek. Tidskr.* (in Swedish).
- Pouya, A., & Ghoreychi, M. 2001. Determination of rock mass strength properties by homogenization. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25(13), 1285-1303.
- Papantonopoulos, C.I. 1979. Analyse à la rupture des talus rocheux par discrétisation et programmation linéaire. Thèse de doctorat, Département de génie civil, Ecole Polytechnique de Montréal, 252p.
- Papantonopoulos, C.I., Ladanyi, B. 1973. Analyse de la stabilité des talus rocheux par une méthode généralisée de l'équilibre limite. *C.R. 9e Symp. can. méc. des roches*, Montréal, pp. 167-187.
- Price NJ, Cosgrove JW. 1990. *Analysis of geological structures*. Cambridge, England: Cambridge University Press.
- Priest, S.D. 1993. *Discontinuity analysis for rock engineering*; Chapman and Hall, London, 473 p.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- Priest, S.D. and Hudson J.A. 1976. Discontinuity Spacing in Rock. *Int J. Rock Mech. Min. Sei. & Geomech. Abstr.*, Vol. 13, pp. 135-148.
- Priest, S. D. 1993. *Discontinuity Analysis for Rock Engineering* Chapman and Hall. New York, NY (473pp).
- Ramamurthy, T. 2004. A geo-engineering classification for rocks and rock masses. *Internal Jour. Rock Mechanics and Mining Sci.*, v. 41(1), pp.89–101.
- Rathod G. W., Varughese A., Shrivastava A. K., & Rao K. S. 2012. 3 dimensional stability assessment of jointed rock slopes using distinct element modelling. *Communication présentée à GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering*, Oakland, California, United States (p. 2382-2391).
- Riquelme, A., Tomás, R. & Abellán A., 2014a. SMR Tool beta. A calculator for determining Slope Mass Rating (SMR). Universidad de Alicante. Website: <http://personal.ua.es/en/ariquelme/smrtool.html> (07/05/2014). License: Creative Commons BY-NC-SA.
- Rocscience Ltd. 2011. Phase2 finite element analysis for excavations and slopes. Version V8.005. Toronto, Ontario, [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com).
- Rocscience Ltd. 2011. SLIDE 2D Slope Stability Analysis for Rock and Soil Slopes. Version 6.009. Toronto, Ontario, [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)
- Rocscience Inc. 2013. DIPS V 6.008, Graphical and Statistical Analysis of Orientation Data. Rocscience Inc. Toronto. <http://www.rocscience.com/>.
- Rocscience. 20014. Rocscience Software products, DIPS, SWEDGE, SLIDE and PHASE2. Rocscience Inc., Toronton.
- Roghanchi, P., Kallu, R. & Thareja, R. 2013. A New Expression of Three Adjustment Factors of Slope Mass Rating Classification *International Journal of Earth Sciences and Engineering* 6, 404-410.
- Romana, M., Tomás, R., Serón, J.B. 2015. Slope Mass Rating (SMR) geomechanics classification: thirty years review. *ISRM Congress 2015 Proceedings - International Symposium on Rock Mechanics*, Quebec, Canada, May 10 to 13 2015. ISBN: 978-1-926872-25-4, 10 pp.
- Romana, M. 1985. New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In: *proceedings of international symposium on the role of rock mechanics*. Zacatecas: ISRM. p. 49 et53.
- Romana, M. 1993. SMR classification: Romana, M Proc 7th ISRM International Congress on Rock Mechanics, Aachen, 16-20 September 1991 V2, P955-960. Publ Rotterdam: A A.
- Ruhland, M. 1973. Méthodes géologique d'études de la fracturation naturelle de roches associées à divers modèles structuraux, *Bull. Sc. Geol. Strasbourg*, 1973.
- Salençon, J. 1978. Calcul à la rupture et analyse limite, *presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*. 366 p.
- Schroeder Ch. 2010. Etude de stabilité des parois rocheuses“, *Revue de société Belge de géologie de l'ingénieur et de mécanique des roches (SBGIMR)*, p. 15-18, 21-29, 34.
- Singh B., Goel R. 1999. Slope mass rating (SMR). In: *Rock mass classification: a practical approach in civil engineering*. Elsevier science, Oxford, pp 171–183.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- Sjöberg, J. 1999. Analysis of large scale rock slopes. (Lulea University of Technology).
- Spencer, E. 1967. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. *Géotechnique*, Vol. 17, N°1, pp. 11–26.
- Stead, D. E., Eberhardt, J. Coggan, and B. Benko. 2001. Advanced numerical techniques in rock slope stability analysis-application and limitations. In: *Landslide-Causes, Impacts and Countermeasures*. 615–624, Davos, Switzerland.
- Stead, D., Eberhardt, E., & Coggan, J. S. 2006. Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques. *Engineering Geology*, 83 217-235.
- Tang, H. R., Yong, M.A.M. Ez Eldin .2017. Stability analysis of stratified rock slopes with spatially variable strength parameters. the case of Qianjiangping landslide, *Bull. Eng. Geol. Environ*, Vol. 76 (3), PP. 839–853 DOI: 10.1007/s10064-016-0876-4.
- Terzaghi, K. 1945. Stress conditions for the failure of saturated concrete and rock. *Proc. Amer. Soc. Test. Mater.*, v. 45, pp.777–801.
- Tomas, R., Delgadob, J., Seron, J.B. 2007. Modification of Slope Mass Rating (SMR) by Continuous Functions. *Internat. Jour. Rock Mech. Min. Sci.*, v.44 (7), pp.1062-1069
- Tomás, R., Cuenca, A. & Delgado, J. 2004. Modificación del Slope Mass Rating (SMR) a través de funciones continuas. *Ingeniería Civil* v.134, pp.17-24
- Tomás, R., Cano, M., Cuenca, A., Cañaveras, J.C., Delgado, J., Estévez, A. & Pina, J.A. 2006. Nuevas funciones continuas para el cálculo del Slope Mass Rating (SMR). *Rev.Soc. Geol. España* 19: 87-97.
- Torabi, SR. Shirazi, H. Hajali, H. Monjezi, M. 2013. Study of the influence of geotechnical parameters on the TBM performance in Tehran– Shomal highway project using ANN and SPSS”, *Arab J Geosci* No. 6, pp. 1215–1227. DOI: <https://doi.org/10.1007/s12517-011-0415-3>.
- Torbica, S. and Lapčević, V. 2015. Estimating extent and properties of blast-damaged zone around underground excavations”, *Rem: Revista Escola de Minas*, No. 68, pp. 441-453. DOI: 10.1590/0370-44672015680062.
- Tosney, J.R. A 2001. design approach for large scale rock slopes. Master’s thesis, University of Saskatchewan.
- Trefftz, E. 1926. Ein Gegenstück Zum Rizschen Verfahren. *Proc. 2nd Int. Congress in Applied Mechanics*, Zurich.
- Twiss, R.J., Moores, E.M., Freeman, W.H. 1992. *Structural Geology*, (hardback). P.532, ISBN 0 7167 2252 6.
- Ulusay R. 2007-2014. The ISRM Suggested methods for rock characterization Testing and Monitoring. Springer International Publishing Switzerland 2015, pp. 1-293, DOI: 10.1007/978-3-319-07713-0.
- Verma, D., Hananjai, R. 2011. Evaluation of Open Pit Mine Slope Stability Analysis. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*. ISSN 0974-5904, Vol. 04, No. 04, August 2011, pp. 590-600.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- Verma, H.K., Prasad, V.V.R. 2014. Blast Induced Damage to Surrounding Rock Mass in an Underground Excavation. *Journal of Geological Resource and Engineering*, N.2, pp. 13-19. <http://cimfr.csircentral.net/id/eprint/1788>.
- Warburton, P.M. 1981. Vector stability analysis of arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces. *Int. J. Rock Mech. and Min. Sci.*, Vol. 18, pp. 415-422.
- William A. Hustrulid., Michael K. McCarter., Dirk J.A., Van Zyl. 2009. Slope stability in surface mining. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. (SME). Chapter n°6, *Rock Mass Properties for Surface Mining*. Hoek, E. & Karzulovic, A. pp. 59-69.
- Wright S.G., F.G. Kulhawy and J.M. Duncan. 1973. Accuracy of equilibrium slope stability analysis. *ASCE, J. SMFD, S.M.*, Vol. 99, N°10, pp. 791-793
- Wyllie, D.C., Mah, C.W. 2004. *Rock slope engineering. civil and mining*, Taylor & Francis Group - Spon Press, New York.
- Zain Alabideen,K., Helal, M. 2016. Determination of the safe orientation and dip of a rock slope in an open pit mine in Syria using kinematic analysis. *Al-Nahrain Univ. College Eng. J. (NUCEJ)*, Vol. 91 (1), pp. 33-45, ISSN: 25219154.
- Zhao, J. 2008. Propriétés des discontinuités. part 3, cours de mécanique des roches, l'école polytechnique fédérale de Lausanne. p. 4-9, 17-22, 28, 41.
- Zhang, Z.X. 2016. *Rock Fracture and Blasting: Theory and Applications*. Oxford: Elsevier, p.528. <https://doi.org/10.1016/C2014-0-01408-6>.
- Zolfaghari, AR, A.C. Heath, and P.F. McCombie. 2005. Simple genetic algorithm search for critical non-circular failure surface in slope stability analysis. *Computer and Geotechnics*, Vol. 32, pp. 139–152.
- Zou, D. 2017. Mechanisms of Rock Breakage by Blasting. In: *Theory and Technology of Rock Excavation for Civil Engineering*. Springer, Singapore. DOI: [https://doi.org/10.1007/978-981-10-1989-0\\_5](https://doi.org/10.1007/978-981-10-1989-0_5)