

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI MOKHTAR ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR ANNABA



جامعة باجي مختار عنابة

Faculté des Sciences de la Terre  
Département des Mines

**THESE**

Présentée par SAADOUN Abderrazak

Pour obtenir le diplôme de DOCTORAT en SCIENCES

Option : Exploitation des Mines

**Etude des glissements dans les carrières à ciel ouvert par modélisation numérique.  
Cas de la carrière Chouf Amar (M'sila).**

Directeur de thèse : Pr. Abdellah HAFSAOUI

Soutenue le : 10 / 10 / 2020

**Devant le Jury composé de :**

Mr. Abdelaziz IDRES	Pr	Université Badji Mokhtar – Annaba	Président
Mr. Abdallah HAFSAOUI	Pr	Université Badji Mokhtar – Annaba	Rapporteur
Mr. M <sup>ed</sup> /Laid BOUKELLOUL	Pr	Université Badji Mokhtar – Annaba	Examineur
Mr. Riheb HADJI	MCA	Université Ferhat Abbas – Setif	Examineur
Mr. Fethi BAALI	Pr	Université Larbi Tébessi – Tébessa	Examineur
Mr. Larbi GADRI	MCA	Université Larbi Tébessi – Tébessa	Examineur

Année Universitaire : 2019 – 2020

## *Remerciements*

Tout d'abord je dois 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 **Abdallah HAFSAOUI**, Professeur à l'Université d'Annaba 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.

Je tiens à remercier profondément les membres de jury :

Monsieur **Abdelaziz IDRES**, 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, **M<sup>ed</sup>/Laid BOUKELLOUL** Professeur à l'Université d'Annaba, **Riheb HADJI**, Docteur à l'Université de Setif, **Fethi BAALI**, Professeur à l'Université de Tébessa, **Larbi GADRI**, Docteur à l'Université de Tébessa, qui ont fait l'honneur d'examiner ce travail, qu'ils trouvent ici l'expression de mes sincères remerciements.

Mes vifs remerciements vont également à mes Collègues Messieurs **Riadh BOUKARM** et **MOHAMED Fredj**, Enseignants à l'université de Bejaia, et Mrs **Nakache Radouane**, **Menacer Kamel**, et **Aissa Benselhoub** pour ses conseils, son aide et pour ses encouragements.

J'adresse un grand merci à qui je dédie ce modeste travail et ma profonde gratitude

A l'âme de **mon père**. A ma très chère **maman** de m'avoir toujours soutenu et d'avoir toujours cru en mes capacités tout au long de ces années d'études,

Je ne peux pas manquer l'occasion de remercier **ma femme et mes chères filles**. Qui m'a donné l'énergie nécessaire pour terminer m'on travail.

*SAADOUN Abderrazak*

# TABLE DES MATIERES

## Table des matières

Résumé	
Abstract	
ملخص	
Table des matières.....	I
Liste des tableaux.....	IV
Liste des figures.....	V
Liste des abréviations.....	VIII

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
-----------------------------------	----------

### **Chapitre I. Massif Rocheux et Mouvement des Terrains**

Introduction.....	3
-------------------	---

#### **PARTIE I. DESCRIPTION DES MASSIFS ROCHEUX**

I.1. Structure des massifs rocheux .....	3
I.2. Description des discontinuités.....	4
I.3. Différent types de discontinuités .....	5
I.3.1. Les Joints .....	5
I.3.2. Schistosité .....	5
I.3.3. Les diaclases .....	5
I.3.4. Les failles .....	6
I.3.5. Les plis .....	6
I.4. Caractéristique géométriques des discontinuités .....	7
I.4.1. Orientation .....	7
I.4.2. Extension .....	8
I.4.3. Espacement et densité .....	8
I.4.4. Fréquence des discontinuités .....	8
I.4.5. Ouverture .....	9
I.4.6. Rugosité .....	9

#### **PARTIE II. LES MOUVEMENTS DES TERRAINS**

II.1. Différent types des mouvements des terrains .....	10
II.2. Les mouvements rapides et discontinus .....	10
II.2.1. Les écroulements .....	11
II.2.2. Les effondrements .....	11
II.2.3. Les éboulements .....	12
II.2.4. Les coulées boueuses.....	12
II.3. Les mouvements lent et continue .....	12
II.3.1. Les affaissements.....	12
II.3.2. Les tassements .....	13
II.3.3. Les glissements.....	14

## TABLE DES MATIERES

II.3.4. Quelques exemples des glissements réels en Algérie .....	16
II.4. Facteurs influençant la stabilité des pentes dans les mines et carrières.....	17
II.4.1. les facteurs naturels .....	18
II.4.2. Les facteurs techniques .....	19
Conclusion.....	20

### Chapitre II. Classification des massifs rocheux et Méthodes d'analyse

Introduction .....	21
II.1. Principales méthodes d'évaluation de stabilité du talus .....	21
II.2. Méthodes empiriques .....	21
II.2.1. Rock Quality Designation (RQD) .....	23
II.2.2. Rock Mass Rating (RMR) .....	24
II.2.3. Slope Mass Rating (SMR) .....	25
II.2.4. Geological Strength Index (Système du GSI) .....	26
II.2.5. Limitation des systèmes de classification.....	27
II.3. Méthodes analytiques .....	28
II.3.1 Approche cinématique .....	28
a) Méthode stéréographique .....	29
b) Mécanisme de rupture .....	31
II.3.2. Méthode d'équilibre limite .....	32
a) Cas d'une rupture plane de longueur infinie .....	32
b) Cas de rupture de pente de longueur finie .....	34
c) Cas d'une rupture circulaire .....	36
II.3.4. Les inconvénients de la méthode d'équilibre limite. ....	42
II.4. Approches numériques .....	42
II.4.1. Méthodes continues .....	43
a) Approches par éléments finis.....	43
b) Approches par différences finie .....	44
c) Approches par éléments frontières.....	44
II.4.2. Méthodes discontinues .....	45
a) Approches par éléments discrets .....	45
II.4.3. Méthodes hybrides .....	45
II.5. Calcul du coefficient de sécurité (Fs) .....	46
II.6. Comparaison de la méthode SSR et de la méthode d'équilibre limite .....	49
Conclusion.....	49

### Chapitre III. Présentation Du Site D'étude

Introduction .....	50
III.1. Généralités sur la région d'étude.....	50
III.1.1. Situation Géographique.....	50
III.1.2. Géologie de la région.....	51

## TABLE DES MATIERES

III.1.3. Situation administratif et morphologique de gisement Chouf Amar .....	52
III.2. Litho stratigraphie du gisement de Calcaire.....	54
III.3. Structure et tectonique du gisement .....	57
III.4. Condition hydrogéologique de gisement.....	59
III.4.1. Précipitations.....	59
III.5. Aperçu sur l'exploitation de gisement de calcaire Chouf Amar .....	60
III.6. Instabilité du massif rocheux de la carrière de Chouf Amar .....	61
Conclusion.....	63

### **Chapitre IV. Classification et modélisation numérique de stabilité des massifs rocheux de la carrière de Chouf Amar**

Introduction .....	64
IV.1. Collecte et traitement des données structurales de la carrière.....	65
IV.2. Classifications du massif de la carrière de Chouf Amar .....	66
IV.2.1. Classification RQD (Rock Quality Design).....	68
IV.2.2. Classification par RMR ( <i>Rock Mass Rating</i> ) .....	69
IV.2.3. Classification GSI (Geological Strength Index) du massif rocheux de la carrière .....	70
IV.2.4. Classification SMR du massif rocheux de la carrière .....	70
IV.2.5. Analyse de stabilité par analyse cinématique par projection stéréographique .....	72
IV.3. Réflexion sur les causes possibles du glissement .....	74
IV.4. Etude Paramétriques.....	75
IV.4.1. Etude de la stabilité par SLIDE.....	75
IV.4.2. Modélisation par la méthode des éléments finis (Phase2) .....	80
IV.4.2.1 Analyse de stabilité par l'option SSR Search Area .....	84
IV.4.3. Modélisation par la méthode des différences finis (FLAC) .....	86
IV.4.3.1 Analyse de stabilité par l'option Exclure région .....	91
Conclusion.....	92
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	93
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	95
<b>ANNEXES</b> .....	101

### RESUME

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité des talus de la carrière de Chouf Amar (wilaya de M'sila), suite au glissement de terrain qui s'est produit durant le mois de janvier 2017 entre les niveaux 1030 m-1050 m. Des approches empirique, analytique et numérique ont été utilisées pour atteindre l'objectif souhaité. Notre investigation, débutant par de simples calculs, servant à identifier les modes de rupture les plus probables dans le cas statique et dynamique, tout en tenant compte de la présence de l'intercalation marneuse, nous a permis de cerner le problème posé et de trouver des solutions adéquates quant à sa remédiation.

Les résultats obtenus montrent un état de stabilité optimale, à l'échelle du flanc nord de la carrière, et une stabilité médiocre, à l'échelle des bancs des différents niveaux ainsi qu'un faciès principale du potentiel glissement des intercalations marneuse.

**Mots Clefs** : Carrière Chouf Amar, glissement des terrains, stabilité, modélisation numérique, facteur de sécurité.

**ABSTRACT**

The objective of this work is to study the stability of the slopes of the Chouf Amar quarry (wilaya of M'sila), following the landslide that occurred during the month of January 2017 between levels 1030 m-1050 m .An Empirical, analytical and numerical approaches were used to achieve the desired goal. Our investigation, starting with simple calculations, serving to identify the most probable failure modes in the static and dynamic case, while taking into account the presence of the marly intercalation, allowed us to identify the problem posed and to find adequate solutions for its remediation.

The results obtained show an optimal state of stability, on the scale of the northern flank of the quarry, and poor stability, on the scale of the banks of the different levels as well as a main facies of the potential sliding of the marly intercalations.

**Keywords:** Chouf Amar quarry, landslide, stability, numerical modeling, safety factor.

### ملخص

يتمثل الهدف من هذا العمل في دراسة استقرار مدرجات محجر شوف عمار (ولاية المسيلة)، بعد الانهيار الأرضي الذي حدث خلال شهر جانفي 2017 بين المستويات 1030 م -1050 م. وقد استخدمت في هذا العمل الطرق: التجريبية، التحليلية والرقمية لتحقيق الهدف المنشود. وقد سمح لنا تحقيقنا، الذي بدأ بحسابات بسيطة، والذي يعمل على تحديد أوضاع الفشل الأكثر احتمالية في الحالة الثابتة والديناميكية، مع مراعاة وجود تداخل طبقة المارل، بتحديد المشكلة المطروحة وإيجاد الحلول المناسبة لعلاجها.

وتظهر النتائج التي تم الحصول عليها حالة من الاستقرار الأمثل، على نطاق الجناح الشمالي من المحجر، وضعف الاستقرار على نطاق المدرجات من مختلف المستويات، فضلا عن تحديد الأسباب الرئيسية للانزلاق المحتمل والتي هي تداخلات طبقة المارل.

**الكلمات المفتاحية:** محجر شوف عمار، الانزلاق الأرضي، الاستقرار، النمذجة العددية، عامل الأمان.

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I. Massif Rocheux et Mouvement des Terrains

### Partie I

Tableau I.1. Classification des ouvertures des discontinuités.....	9
--	---

### Partie II

Tableau II.1. Classification des mouvements des terrains .....	10
--	----

## Chapitre II .Classification des massifs rocheux et Méthodes d'analyse

Tableau II.1. Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux .....	23
--	----

Tableau II.2. Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI .....	27
--	----

Tableau II.3. Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité.....	46
--	----

## Chapitre III. Présentation Du Site D'étude

Tableau III.1. Coordonnées UTM du gisement de Chouf Amar.....	52
---	----

## Chapitre IV. Classification et modélisation numérique de stabilité des massifs rocheux de la carrière de Chouf Amar

Tableau IV.1. Orientation des familles de discontinuités les plus importantes dans la carrière .....	66
--	----

Tableau IV.2. Résultats de RQD de différentes couches .....	69
---	----

Tableau IV.3. Classification RMR de différentes couches de la carrière .....	69
--	----

Tableau IV.4. Classification GSI de différentes couches de la carrière.....	70
---	----

Tableau IV.5. Classification et description des classes SMR des gradins de formation rocheuses de la carrière de Chouf Amar.....	71
--	----

Tableau IV.6. Classification SMR du faciès de marne. ....	72
---	----

Tableau IV.7. Résultats de l'analyse cinématiques.....	72
--	----

Tableau IV.8. Les propriétés physico-mécaniques de différentes couches du flanc Nord de la carrière. ....	76
---	----

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I. Massif Rocheux et Mouvement des Terrains

### Partie I

Figure I.1. Les différentes échelles de modélisation et de représentation du massif rocheux .....	4
Figure I.2. Plan de stratification (Aokas -Bejaia) .....	5
Figure I.3. Exemple d'une faille .....	6
Figure I.4. Exemple d'un pli .....	6
Figure I.5. Orientation d'un plan de discontinuité. ....	7
Figure I.6. Orientation des discontinuités .....	7
Figure I.7. Espacement des joints .....	8
Figure I.8. Caractéristiques géométriques des discontinuités dans un massif rocheux.....	8
Figure I.9. Joint Roughness Coefficient .....	9

### Partie II

Figure II.1. Eroulements, a) par rupture d'un plan de falaise ; b) suite d'un glissement plan .....	11
Figure II.2. Processus de formation d'un effondrement .....	11
Figure II.3. Coulée de boue .....	12
Figure II.4. Affaissement dû à une exploitation minière .....	13
Figure II.5. Phénomène de tassement latéral .....	13
Figure II.6. Différents types de glissements .....	14
Figure II.7. Glissement de la mine de Kef Essnoun (W de Tébéssa) .....	16
Figure II.8. Glissement circulaire de la carrière de Meftah (W de Blida) .....	16
Figure II.9. Glissement de la mine de fer de Rouina (W. Ain Defla) .....	17
Figure II.10. L'éboulement Cap Aokas de février 2015. (W. de Béjaia) .....	17
Figure II.11. Les différents facteurs influençant la stabilité dans le domaine minier .....	18

## Chapitre II .Classification des massifs rocheux et Méthodes d'analyse

Figure II.1. Schéma explicatif - méthode de calcul de RQD .....	23
Figure II.2. Mouvement de translation d'une famille de discontinuité .....	30
Figure II.3. Schéma illustrant le rapport entre l'inclinaison du talus ( $\beta$ ) et celui du plan de stratification ( $\alpha$ ) .....	30
Figure II.4. Les mécanismes élémentaires de rupture et les projections stéréographiques des conditions structurales qui peuvent mener à ces ruptures .....	31
Figure II.5. Effort appliquée sur une tranche .....	33
Figure II.6. Cas de rupture plane avec effet de l'eau .....	34
Figure II.7. Cas de rupture plane sur une longueur finie .....	35
Figure II.8. Découpage en tranches d'un talus .....	37
Figure II.9. Forces agissantes sur la tranche .....	37
Figure II.10. Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern and Price.....	40
Figure II.11. Variation du coefficient de sécurité en fonction de lambda.....	42

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre III. Présentation Du Site D'étude

Figure III.1. Situation géographique de la wilaya de Msila .....	50
Figure III.2. Carte géologique régionale .....	51
Figure III.3. Localisation de gisement de Chouf Amar.....	52
Figure III.4. Extrait des cartes topographiques n°140 et 141, Echelle 1/50.000 plan de situation de gisement de calcaire de Chouf Amar.....	53
Figure III.5. Colonne stratigraphique de gisement de Chouf Amar.....	54
Figure III.6. Carte topographiques et coupe lithologique de différente couche de gisement de Chouf Amar.....	56
Figure III.7. Plan structural schématique montrant les failles.....	57
Figure III.8. Coupes géologiques AA-BB Nord Sud de gisement de calcaire Chouf Amar au cours d'exploitation.....	58
Figure III.9. Les précipitations annuelles à la station de M'sila (2000 – 2015) (Station météorologique de M'sila).....	59
Figure III.10. Schéma d'ouverture et méthode d'exploitation de gisement de Chouf Amar.....	60
Figure III.11. Schéma représente les fractures et l'intercalation marneuse dans les gradins.....	61
Figure III.12. Couche de marne humide provoqué glissement 2015 dans la carrière.....	63

## Chapitre IV Classification et modélisation numérique de stabilité des massifs rocheux de la carrière de Chouf Amar

Figure. IV.1. Collecte des données structurales dans la carrière .....	65
Figure IV.2. Projection stéréographique des discontinuités des couches C1, C2 et C3.....	67
Figure IV.3. Relevée structurale linéaire (Wyllie et Mah, 2004) .....	68
Figure IV.4. Exemple d'affichage de l'application SMRTool. ....	71
Figure IV.5. Glissement planaire pour les couches C1, C2 et C3.....	73
Figure IV.6. Glissement en Dièdre pour les couches C1, C2 et C3 .....	73
Figure IV.7. Glissement par basculement pour les couches C1, C2 et C3.....	73
Figure IV.8. Profile du flanc Nord de la carrière Chouf Amar (M'sila), Profil B-B .....	75
Figure IV.9. Schéma représente différents profils des couches utilisées dans la modélisation .....	75
Figure IV.10. Rapport des mesures de sismicité par sismographe.....	77
Figure IV.11. Facteurs de sécurité de différentes profiles et de surface de glissement. ....	77
Figure IV.12. Analyse de stabilité de la couche C1 .....	78
Figure V.13. Analyse de stabilité de la couche C2 .....	79
Figure IV.14. Analyse de stabilité de la couche C3 .....	79
Figure IV.15. Analyse de stabilité de flanc Nord de la carrière.....	80
Figure IV.16. Modèle avec maillage triangulaires six nœuds.....	81
Figure IV. 17. Facteurs de sécurité pour différentes profiles par la méthode des éléments finis .....	82
Figure IV.18. Déplacement totaux observés lors de l'analyse statique des profils-Marne sèche .....	83
Figure IV.19. Déplacement totaux et FS dans l'analyse statique –Marne drainée.....	83
Figure IV.20. Déplacement totaux observés lors de l'analyse dynamique des profils .....	84

## LISTE DES FIGURES

Figure IV.21. Déplacements totaux observés lors de l'analyse dynamique des profils- Marne drainée....	84
Figure IV.22. Modèle de profil complet avec SSR Search .....	85
Figure IV.23. Facteurs de sécurité dynamiques pour différents niveau par SSR Search Area .....	85
Figure IV.24. Déplacement totaux et les zones plastique par SSR Search Area .....	86
Figure IV.25. Facteur de sécurité pour différentes profils par la méthode des différences finies .	87
Figure IV.26. Facteurs de sécurité et les surfaces critiques obtenues par la méthode des différences finies (Etat statique-Marnes Sèches) .....	89
Figure IV.27. Facteurs de sécurité et les surfaces critiques obtenues par la méthode des différences finies (Etat statique-Marnes Drainées) .....	89
Figure IV.28. Facteurs de sécurité et les surfaces critiques obtenues par la méthode des différences finies (Etat dynamique-Marnes Sèches) .....	90
Figure IV.29. Facteurs de sécurité et les surfaces critiques obtenues par la méthode des différences finies (Etat dynamique-Marnes Drainées) .....	90
Figure IV.30. Facteurs de sécurité dynamiques pour différents niveaux par l'option Exclure régions .....	91
Figure IV.31. Zones de cisaillement avec les facteurs de sécurité par option Exclure régions (MDF) (Etat dynamique – Marnes drainées) .....	91

# LISTE DES ABREVIATIONS

## Liste des Abréviations

JRC: Joint Roughness Coefficient  
FS: Facteur de sécurité  
RQD: Rock Quality Designation  
RMR: Rock Mass Rating  
GSI: Geological Strength Index  
SMR: Slope Mass Rating  
NGI : Norwegian Geotechnical Institute  
SRF : Stress Reduction Factor  
SSR :Shear Strength Reduction  
SCR: Surface Condition Rating  
SR: Structure Rating  
MEL : Méthode Equilibre Limite  
MEF : Méthode Elément Finis  
MDF: Méthode Déférence Finis  
LCM : Lafarge Ciment M'sila  
UTM : Transverse Universelle de Mercator  
SNE : Sud Nord-Est  
NSW : Nord Sud-Ouest  
SSE : Sud Sud-Est  
NO-SE : Nord-Ouest Sud-Est  
NW-SE :Nord-Ouest Sud-Est  
2D: Deux Dimensions  
3D: Trois Dimensions

## Introduction générale

La stabilité d'un ouvrage est généralement établie par le calcul d'un coefficient de sécurité tenant compte des différents paramètres géométriques et mécaniques. Des approches analytiques, empiriques et numériques peuvent contribuer au calcul de la stabilité des talus de gradins.

Depuis environ deux décennies, les avancées technologiques, dans le domaine informatique, ont favorisé l'essor de logiciels conçus à l'étude et l'analyse de stabilité d'excavations utilisant des méthodes de calcul performantes.

Les méthodes numériques se basent sur la prise en compte, de manière explicite, de la distribution des paramètres entrant dans le calcul du facteur de sécurité afin d'obtenir une valeur caractérisant tout le massif, et atteindre un certain degré de fiabilité dans l'étude de la stabilité globale du massif rocheux.

La cimenterie de M'sila, groupe LAFARGE, est alimentée par la carrière de calcaire Chouf Amar. Par sa production annuelle de 4,2 Mt/an, la carrière Chouf Amar est l'une des grandes carrières au niveau national. La stratégie du groupe LAFARGE vise à augmenter la production jusqu'au 5 Mt/an. Alors, une étude de stabilité est nécessaire pour assurer la production dans les bonnes conditions.

Un état d'instabilité s'est manifesté par des glissements de terrain sur le versant nord de la carrière de Chouf Amar (Janvier 2017). Suite à cet accident, des mesures de protection adéquates ont été mises en place.

L'objectif de cette thèse est d'étudier la stabilité de la carrière de Chouf Amar d'une part, et d'autre part, vu que plusieurs glissements potentiels des terrains survenus au cours des années précédentes perturbant ainsi la conduite des travaux extractifs, une analyse des glissements, du point de vue géotechnique, est nécessaire afin d'identifier les causes influençant sur la stabilité et plus particulièrement l'intercalation marneuse entre les formations rocheuses des calcaires.

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

Le *premier chapitre* porte d'une part une description du massif rocheux ainsi qu'une analyse des discontinuités, et d'autre part une présentation des différents types d'instabilité structurale et mouvement des terrains.

Dans le *deuxième chapitre*, nous abordons une notion sur le facteur de sécurité et les principales méthodes de calculs et d'évaluation de la stabilité, dans les carrières à ciel ouvert, par différentes approches (analytique, empirique et numérique).

Le *troisième chapitre* est réservé à la présentation de site d'étude ; la description géologique, des différentes formations rencontrées, ainsi que l'étude hydrogéologique et le mode d'exploitation de la carrière de Chouf Amar, qui fait l'objet de notre étude.

Le *dernier chapitre*, est consacré entièrement à l'application de système de classification empirique pour mieux caractériser le massif rocheux et la modélisation. Afin de valider les résultats, nous avons appliqués trois méthodes de calcul, la méthode d'Equilibre limite (*SLIDE*), la méthode des éléments finis (*PHASE2*) et la méthode de différences finis par logiciel (*FLAC*), sanctionnée par une discussion relative à l'interprétation des résultats obtenus. Enfin, nous terminons par une conclusion générale de notre travail, une liste bibliographique et des annexes.

---

**CHAPITRE I. Massif Rocheux et Mouvement des Terrains****Introduction**

Ce chapitre est une synthèse de la revue de littérature du sujet traité. Il contient d'une part une description des massifs rocheux et les discontinuités ; d'autre part une présentation des différents mouvements de terrain.

**PARTIE I. DESCRIPTION DES MASSIFS ROCHEUX**

Dans le dimensionnement des ouvrages, le comportement mécanique des massifs rocheux est un facteur essentiel qui y est exécutés. Afin de comprendre, expliquer et modéliser ce comportement, il est nécessaire de connaître la structure géométrique des fractures, ainsi que les propriétés mécaniques de chacune des composantes que sont la matrice rocheuse et les discontinuités.

Au niveau des terrains constitué des roches dures, les massifs rocheux sont caractérisés par la présence d'éléments structuraux dominants qui peuvent être représentés par un assemblage de blocs rocheux dont les dimensions sont fonctions de la configuration des éléments structuraux délimitant ces blocs, (Richard, 2007).

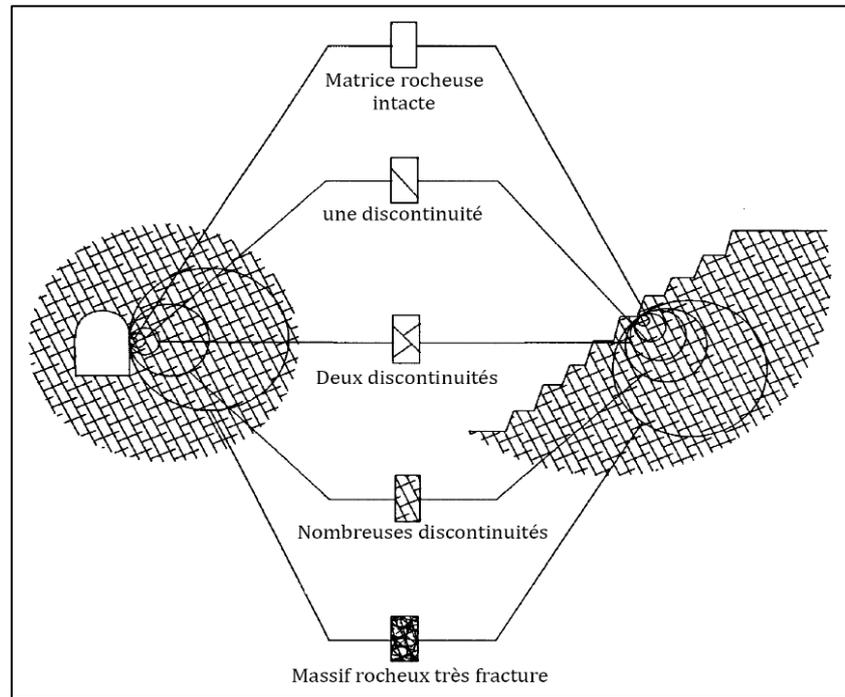
Donc, les massifs rocheux sont des structures très complexes formées d'une juxtaposition de matériaux hétérogènes. Ils sont assimilés à un assemblage des blocs appelés matrice rocheuse lesquels ils sont délimités par des discontinuités constitués des fissures, fractures, failles ou bien des limites stratigraphiques qui affectent fortement leur stabilité et plus généralement leur comportement mécanique, (Chalhoub, 2006).

**I.1 Structure des massifs rocheux**

Les massifs rocheux sont des structures très complexes. Ils sont assimilés à un assemblage de blocs appelés matrices rocheuses lesquels sont délimités par des discontinuités constituées de fissures, de fractures ou de failles ou encore de joints stratigraphiques. Par exemple, sur la (Figure1.1), on constate que, pour cet exemple de massif rocheux, pour l'échelle la plus grande, la cinquième voire la quatrième, on peut supposer un comportement isotrope équivalent pour le massif mais pour les deuxième et troisième échelles avec respectivement une et deux familles de discontinuités, il serait déconseillé de faire cette hypothèse. Il sera plus pertinent de prendre en compte directement les discontinuités dans les modélisations.

En règle générale, on considère la succession suivante (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.



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

## I.2 Description des discontinuités

Une discontinuité peut être définie comme étant une cassure d'origine mécanique ou une fracture ayant une faible résistance en traction négligeable dans la roche (Priest, 1993). La discontinuité peut être naturelle et traduire l'histoire géologique et structurale de la zone (avec une origine géologique ou géomorphologique), ou artificielle (créée par les activités humaines telles que les excavations dans le massif rocheux).

Les discontinuités représentent des types de surface très variées dont l'identification géologique, depuis l'échelle millimétrique jusqu'à l'échelle kilométrique, apporte des informations géométriques et mécaniques (Schroeder, 2010).

L'ensemble des discontinuités dans un massif rocheux est le résultat de la superposition de différentes familles. Chaque famille peut avoir des lois de distribution et des caractères statistiques différents.

### I.3 Différent types de discontinuités

Les principales discontinuités présentes dans les massifs rocheux (Zhao, 2008) sont :

#### I.3.1 Les Joints

Les joints jouent un rôle important dans le comportement mécanique des massifs rocheux. Une description précise de la fracturation est donc un préalable nécessaire, et critique, à toute analyse en mécanique des roches. Les types d'information exigés pour la description complète de la fracturation, la forme des joints sont plus ou moins réguliers (Figure I.2), ils séparent les strates et créent une interface de deux blocs et ces derniers peuvent être soulignés comme de minces dépôts argileux ou schisteux favorisant le glissement (Ali. R, 2008).



**Figure I.2.** Plan de stratification (Aokas -Bejaia, 2016)

#### I.3.2 Schistosité

Elle résulte de la réorientation des minéraux constitutifs dans une direction perpendiculaire à celle des contraintes de compression auxquelles le massif a été soumis.

#### I.3.3 Les diaclases :

Les diaclases se présentent pratiquement toujours sous la forme de deux familles orthogonales entre elles et perpendiculaires aux plans de stratification. Elles correspondent à une rupture de type fragile. Elles peuvent être des plans liés à la diagenèse et au retrait de la roche pour certains ou d'origine tectonique pour d'autres, elles sont souvent perpendiculaires ou obliques aux joints de stratifications ou à la schistosité. Elles ne présentent pas de trace de mouvement et elles ont une extension limitée (Cojean et Fleurisson, 1987).

**I.3.4 Les failles :**

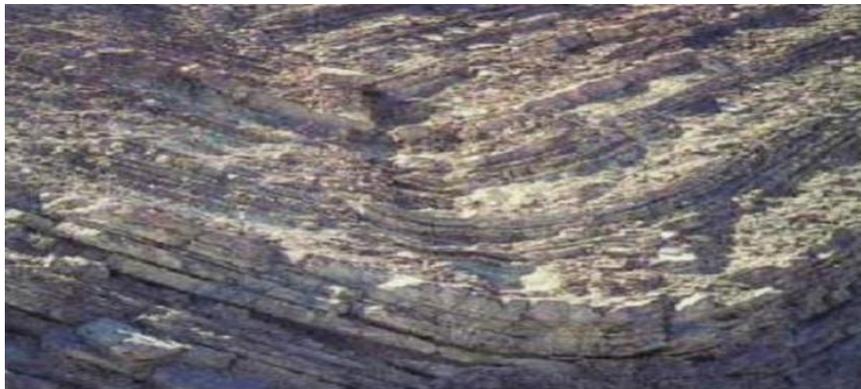
Une faille est définie comme étant un plan de rupture en cisaillement qui montre des signes évidents d'un mouvement différentiel de la masse rocheuse dans chacune des faces du plan (Priest, 1993). Les failles sont générées par des évènements tectoniques à grande échelle. Ce sont des surfaces de rupture générées par les effets de cisaillement issus des contraintes de compression (failles inverses ou normales selon l'orientation des contraintes principales) ou par traction.



**Figure I.3.** Exemple d'une faille (Carla, 2011).

**1.3.5 Les plis :**

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



**Figure I.4.** Exemple d'un pli (Schroeder, 2010)

### I.4 Caractéristique géométriques des discontinuités

Une famille de discontinuité est caractérisée et fondée principalement sur la connaissance des paramètres géométriques des discontinuités suivants :

#### I.4.1 Orientation

L'orientation est représentée par la direction de la ligne d'intersection du plan de discontinuité et du plan horizontal, et par le sens et l'angle de pendage de la ligne de plus grande pente. On représente aussi une discontinuité par :

- Le vecteur pendage : qui matérialise la ligne de plus grande pente du plan de discontinuité. Il est défini par l'azimut de sa trace sur le plan horizontal et son pendage.
- le vecteur perpendiculaire au plan de discontinuité.

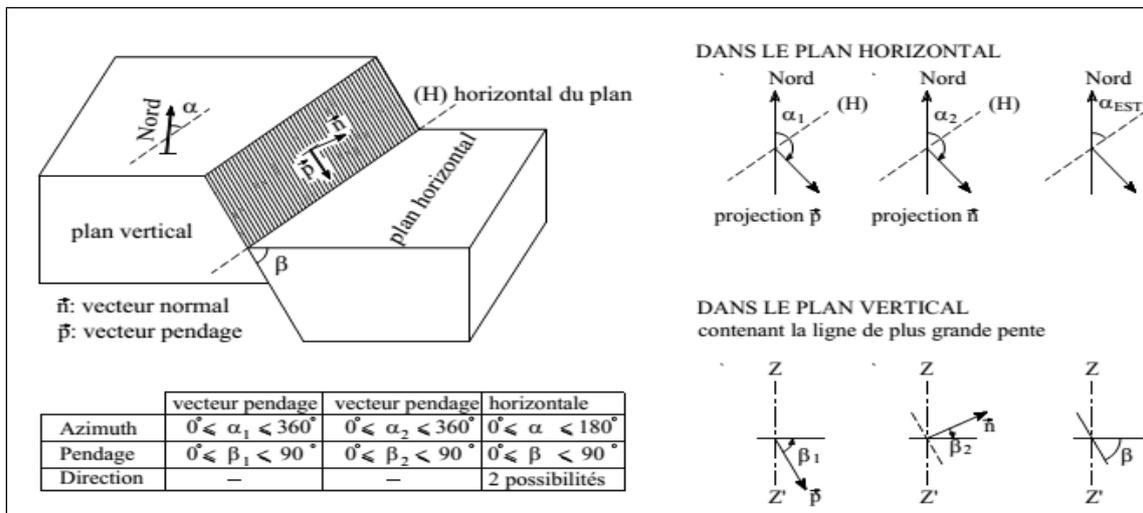


Figure I.5. Orientation d'un plan de discontinuité. (Pante et al, 1976)

L'orientation des discontinuités peut être définie selon plusieurs conventions. L'orientation est définie à l'aide de deux angles. Le pendage est l'angle maximal que fait une discontinuité avec un plan horizontal. La direction du pendage est définie comme étant l'angle, mesuré dans un plan horizontal et dans le sens horaire, entre le nord et la projection de la ligne de pendage maximal.

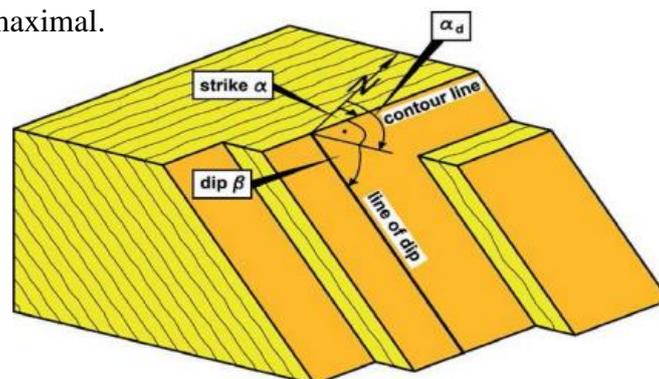


Figure I.6. Orientation des discontinuités (Wittke, 2014).

### I.4.2 Extension

Extension (ou persistance des joints) représente une surface totale de la discontinuité que l'on peut approcher par la longueur de son intersection avec la surface d'observation (trace), à condition que celle-ci soit suffisamment étendue. Elle joue un rôle essentiel dans la connectivité des blocs. La persistance des systèmes de joints contrôle les glissements de grande échelle, (rupture de pente en marches d'escalier, fondation de barrage et excavation de tunnel, des galeries...etc.) (Choi et Chung, 2004).

### I.4.3 Espacement et densité

L'espacement c'est la distance moyenne qui sépare deux intersections successives d'une ligne droite (d'échantillonnage), avec les traces des fractures d'un affleurement et la densité définit le nombre de discontinuités, d'une même famille, par unité de volume ou de surface ou de longueur. La mesure de l'espacement des joints varie selon les différentes faces et directions de mesures (Zhao, 2008).

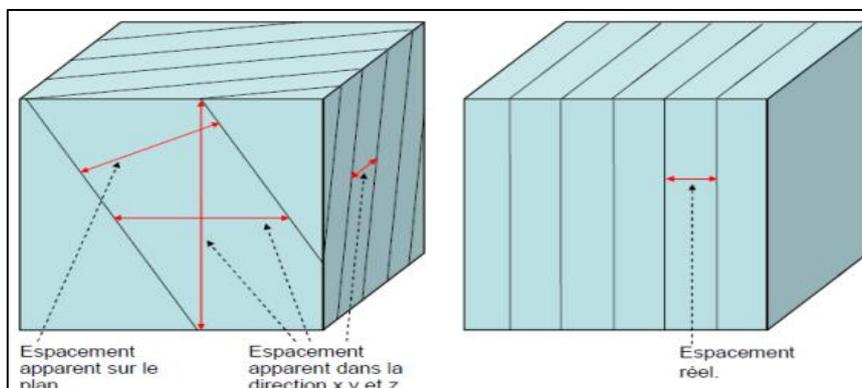


Figure I.7. Espacement des joints (Zhao, 2008).

**I.4.4 Fréquence des discontinuités :** Est déterminée par comptage sur le terrain (Figure I.8), 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).

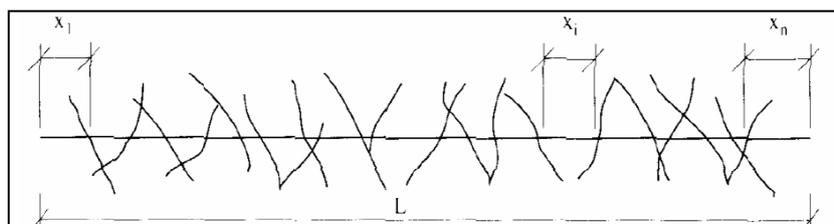


Figure I.8. Caractéristiques géométriques des discontinuités dans un massif rocheux (Wyllie et Mah, 2004).

Si, le long de la ligne du levé,  $N$  est le nombre de discontinuités et  $L$  la longueur du levé, la fréquence ( $\lambda$ ) des discontinuités vaut  $\lambda = N/L$  et l'espacement moyen ( $x$ ) vaut  $x = L/N$ . On

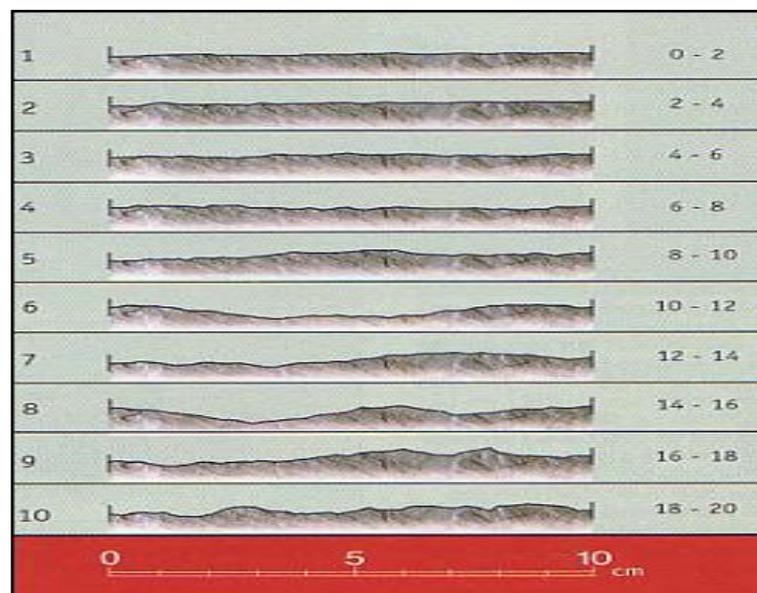
déduit que la fréquence est simplement l'inverse de l'espacement moyen des discontinuités. La fréquence et l'espacement moyen dépendent de l'orientation de la ligne de levé par rapport à celle des discontinuités.

**I.4.5 Ouverture :** Est la distance perpendiculaire entre les deux épontes de la discontinuité. Elle est déterminante pour l'écoulement et le comportement mécanique des fissures (Zhao, 2008). Ce paramètre affecte la perméabilité des discontinuités et leur comportement hydromécanique. Le tableau I.1 donne une classification des ouvertures des discontinuités dans les roches.

**Tableau I.1.** Classification des ouvertures des discontinuités (Zhao, 2008).

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

**I.4.6. Rugosité :** représente le taux d'ondulation de la surface de contact du joint. Elle est difficile à quantifier et elle est fonction de l'échelle d'analyse. En mécanique des roches la rugosité est souvent représentée par le coefficient de rugosité du joint JRC (Joint Roughness Coefficient) qui varie entre zéro (fracture plane) et 20 (joint très rugueux). Ce coefficient peut être obtenu en comparant la morphologie de la fracture à dix profils types de base de 10cm de longueur (Barton et Choubey, 1977).



**Figure I.9 :** Joint Roughness Coefficient (Barton et Choubey, 1977).

## PARTIE II. LES MOUVEMENTS DES TERRAINS

Le terme de glissement est relativement général à la stabilité des pentes (Slope stability), mais il désigne essentiellement un processus de mouvement de versant (Landslide). Les mouvements des masses sont initiés à partir d'une surface dite de rupture créée sous l'action de contraintes tangentielles excédant la résistance au cisaillement des matériaux. La gravité d'une instabilité de terrain est très souvent imputée à la présence de l'eau dans les matériaux mobilisés. Ce facteur peut aussi bien agir dans le déclenchement comme dans le mode de propagation (Cruden et Varnes, 1996).

Un glissement de terrain correspond à un déplacement d'une masse de terrains meuble ou rocheuse le long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante. Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydrauliques ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites.

### II.1. Différent types des mouvements des terrains

À la base de l'analyse des instabilités des terrains des nombreuses classifications ont été faites sur les mouvements de terrain qui sont ces analyses sont fondées sur différents critères : morphologique, cinématique, nature des matériaux, etc.

Selon la vitesse de déplacement (Tableau II.1), on distingue deux types de mouvements : les mouvements lents et les mouvements rapides. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme (Rotaru et al, 2007).

**Tableau II.1.** Classification des mouvements de terrain d'après (Rotaru et al, 2007)

Classe	Description	Vitesse
7	Extrêmement rapide	5 m/sec
6	Très rapide	3 m/min
5	rapide	1.8 m/heure
4	Modère	13 m/mois
3	Lent	1.6 mm/an
2	Très lent	16 mm/an
1	Extrêmement lent	≥16 mm/an

Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour)

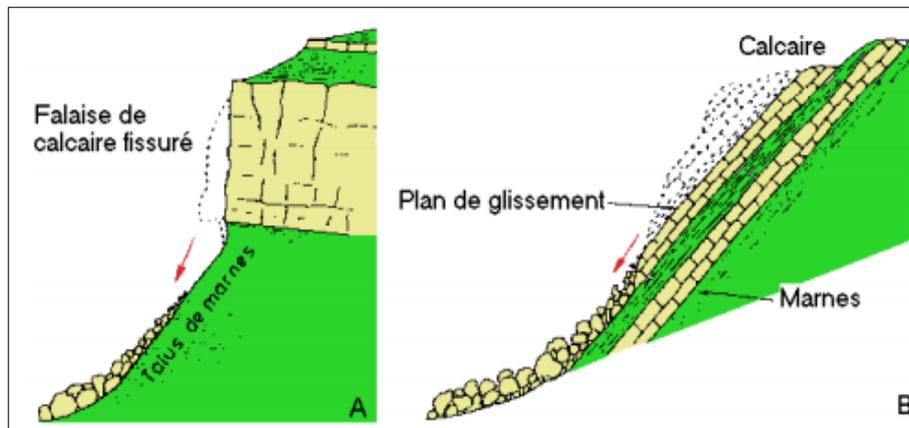
### II.2 Les mouvements rapides et discontinus

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les écroulements l'effondrement, l'éboulement et les coulées boueuses. Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements

ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

**II.2.1 Les écroulements**

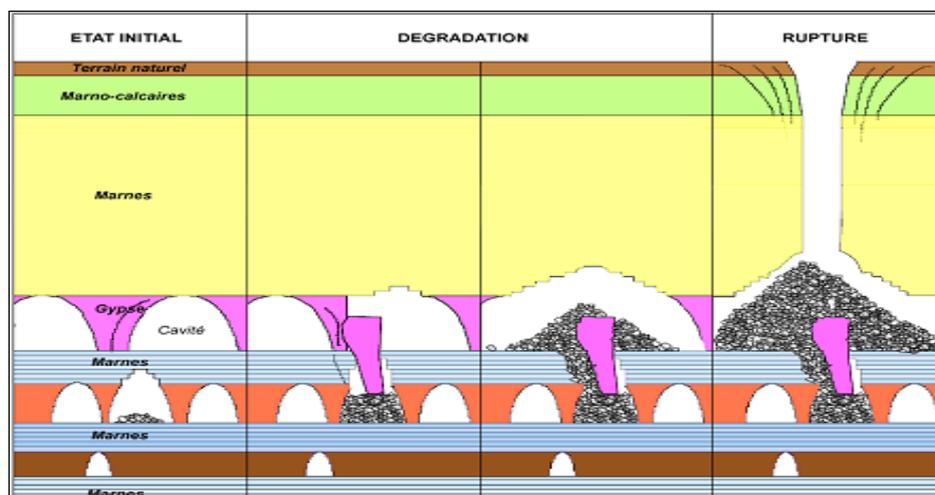
Les écroulements sont des phénomènes rapides et brutaux qui affectent des roches rigides et fracturée ses vitesses de déplacement rapides à extrêmement rapides. La chute de blocs ne concerne qu'un nombre réduit d'éléments. Les blocs déstabilisés ont une trajectoire plus ou moins autonome (Cruden et Varnes, 1996).



**Figure II.1.** Ecroulement : a) par rupture d'un plan de falaise ; b) à la suite d'un glissement plan. (Moret, 1945)

**II.2.2 Les effondrements**

Les effondrements se manifestent par des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles, avec ouverture d'excavations grossièrement cylindriques. Le déclenchement du phénomène se fait par l'intervention des facteurs climatiques et hydrogéologiques. L'augmentation des pressions dans les drains et un accroissement de la plasticité des argiles, lors de fortes pluies, en saison humide ou en cas de circulation d'eau souterraine



**Figure II.2.** Processus de formation d'un effondrement (Hammah et al. 2004).

### II.2.3 Les éboulements

Les éboulements sont des ruptures brutales intéressant des masses rocheuses importantes qui, sont sollicités par la pesanteur. Au moment de la rupture, le rocher est généralement soumis à des contraintes très inférieures à sa résistance. La rupture n'est possible que grâce à une fissuration préexistante (Amini et al. 1996).

### II.2.4 Les coulées boueuses

Les coulées de boue sont constituées d'un mélange de terrain meuble, de sol et d'eau, qui se déplace vers l'aval sous forme de masse généralement peu épaisse. Appelées aussi glissements de terrains liquides. Elles sont très souvent la conséquence de la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de forte précipitation, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente. Ils se produisent essentiellement en montagne (Priest et Hudson, 1976).

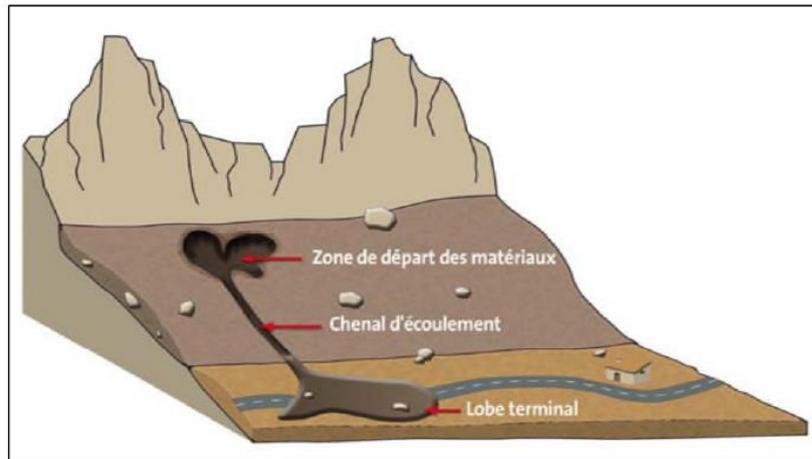


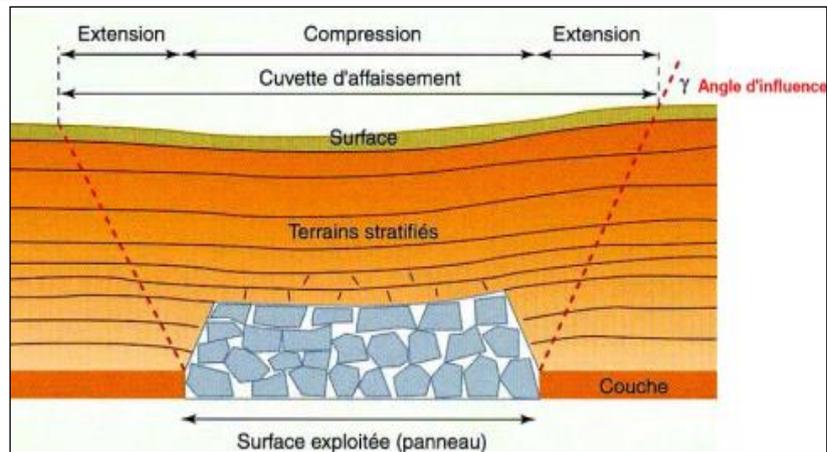
Figure II.3. Coulée de boue. (Priest et Hudson, 1976).

## II.3 Les mouvements lent et continue

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent : les affaissements, le tassement, les glissements, la solifluxion, le fluage.

### II.3.1 Les affaissements

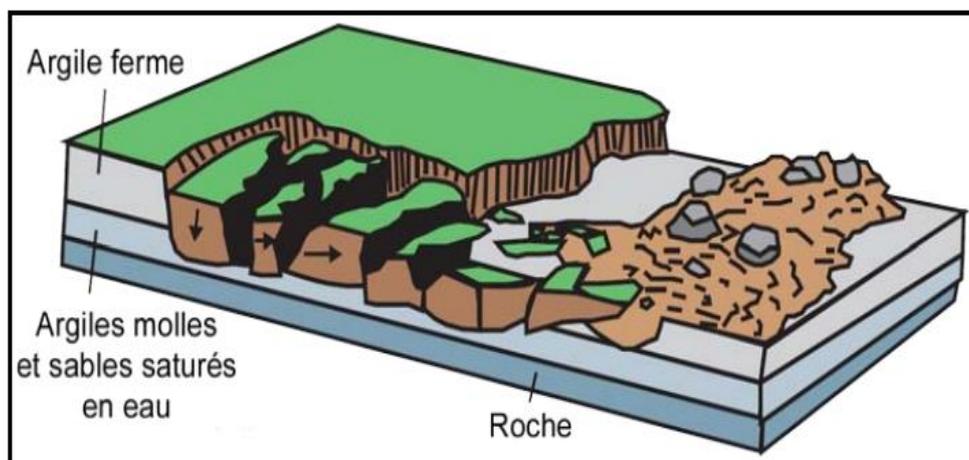
Ils se caractérisent par l'évolution des cavités souterraines naturelles ou artificielles (Figure II.4), dont l'effondrement est amorti par le comportement souple des terrains superficiels (Hammah et al, 2004).



**Figure II.4.** Affaissement dû à une exploitation minière (Antoine, 1992).

### II.3.2 Les tassements

Il s'agit principalement de diminutions de volume de certains sols sous l'effet de charges ou d'assèchement. Les tassements latéraux "Lateral spreads" sont très distincts puisqu'ils se produisent habituellement sur des pentes très douces voire même sur des terrains plats (Figure II.5). Le mouvement dominant est celui d'une extension régressive latérale accompagnée d'un cisaillement ou de fentes de tension. La rupture est provoquée par la liquéfaction de sédiments à l'état solide (habituellement des sables et des silts). Le tassement est sa déformation verticale due à l'application telle que les remblais les fondations ou son propre poids. Ils peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables.



**Figure II.5.** Phénomène de tassement latéral (U.S. Geological Survey, 1982)

II.3.3 Les glissements

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).

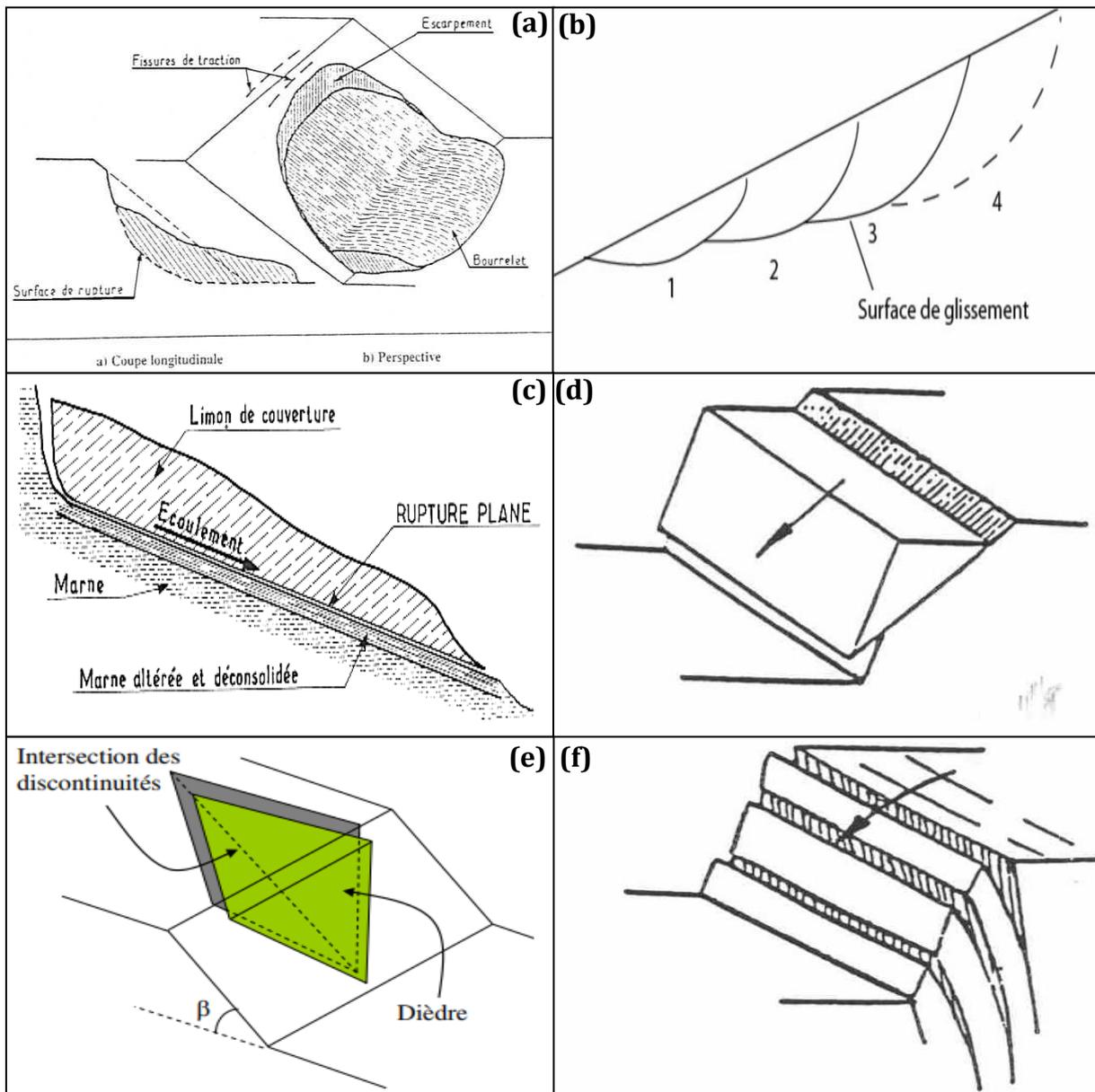


Figure II.6. Différents types de glissements. (Hammah et al, 2005).

---

➤ **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) (Figure II.6 a, b).

- *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 ravinements et des arrachements importants des masses rocheuses (Figure II.6 a). Dans un tel glissement on distingue

- ✓ 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.6b).

➤ **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.) (Figure II.6 c, d). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaise caractéristiques mécaniques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon » (Goodman 2000).

➤ **Glissement de coin (dièdre)**

Étant formé par deux plans de discontinuités (Figure II.6 e) dont l'orientation permet le glissement du bloc vers la surface libre (Merrien, 2010).

➤ **Basculement (Toppling)**

C'est un glissement bien marqué des bancs rocheux provoquant une sorte de fauchage de tête de bancs (Figure II.6f). 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).

### II.3. 4 Quelques Exemples des glissements réels en Algérie

#### 1. Glissement plans

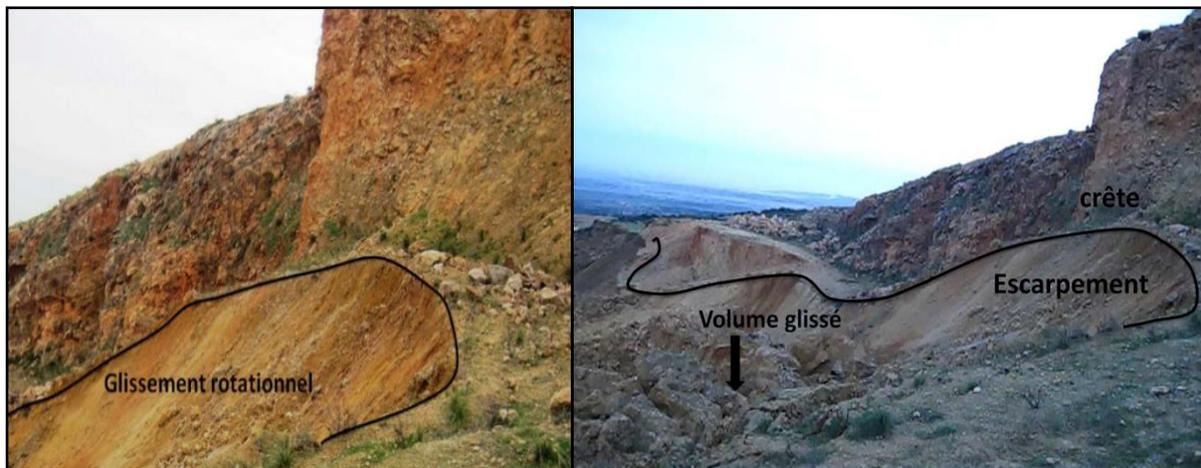
En 2007, un important glissement de terrain qui affecte le versant nord de la mine à ciel ouvert de Kef-Essnoun (W de Tébessa). La zone de glissement présente un escarpement de tête de 40 à 50 m de dénivelée. La masse glissée couvre une surface de presque 11 Hectares avec une épaisseur moyenne d'environ 75 m (30 m de phosphate et 45 m de terrains sus-jacents) et un volume estimé à 7,7 millions de m<sup>3</sup> venant combler presque toute la fosse d'exploitation



**Figure II. 7.** Glissement de la mine de Kef Essnoun (W de Tébessa) 2007

#### 2. Glissement circulaire

A- Le glissement de terrain qui a eu lieu le 11 décembre 2010, à la carrière de calcaire de Meftah (W de Blida) et qui a touché tous les gradins d'exploitation. Une visite du site a été effectuée afin d'observer les dimensions du glissement. Les figures suivantes montrent l'état des lieux après cette rupture. Le glissement est du type rotationnel.



**Figure II. 8.** Glissement circulaire de la carrière de Meftah (W de Blida) .2010

**B-** En novembre 2011, un glissement affecte la mine de fer de Rouina (W. Ain Defla) et qui a touché la zone de la butte, les figures suivantes montrent l'état de lieu après cette rupture. Le glissement est du type rotationnel (circulaire).



**Figure II. 9.** Glissement de la mine de fer de Rouina (W. Ain Defla) 2012

### 3-Eboulement

Récemment en février 2015, sept personnes ont été tuées et 20 autres blessées dans un éboulement rocheux près du tunnel de Cap Aokas (à 500 m de la rentrés ouest) au PK26 de la



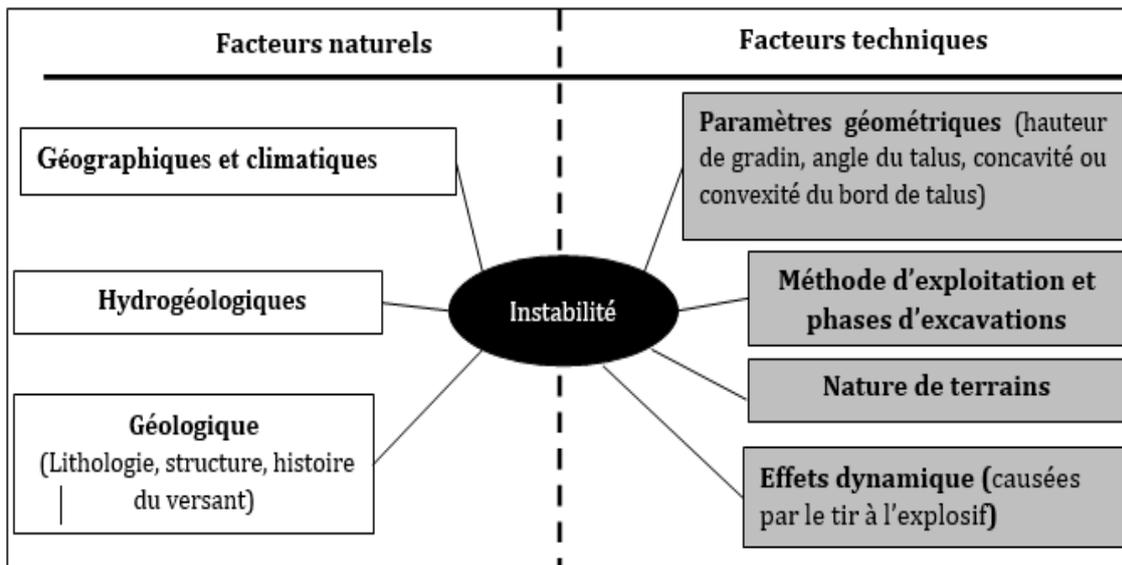
**Figure II. 10.** l'éboulement Cap Aokas de février 2015. (W. de Béjaia)

## II.4 .Facteurs influençant la stabilité des pentes dans les mines et carrières.

Le calcul de la stabilité peut être effectué dans deux circonstances bien distinctes ; avant ou après le déclenchement du mouvement. Dans le premier cas, le versant est apparemment stable, l'objectif du calcul de stabilité est de définir une surface de glissement qui aurait le plus de chance d'apparaître. Dans le deuxième cas, les valeurs des paramètres nécessaires à introduire dans le calcul sont en principe données par les

investigations déjà exécutées sur site, ce sont des valeurs réelles telles que : La géométrie de la surface du glissement, les caractéristiques géotechniques du massif et de la surface de glissement,...etc.

L'analyse des processus de déformation dans les mines à ciel ouvert doit tenir compte de l'influence commune des facteurs naturels et techniques (Figure II.11).



**Figure II.11.** Les différents facteurs influençant la stabilité dans le domaine minier

#### II.4.1. les facteurs naturels :

- Géographiques et climatiques: relief du site, régime des précipitations, régime des températures, conditions spécifiques du gel-dégel;
- Géologiques: lithologie du massif, conditions tectoniques, spécificités structurales et texturales des roches et du massif, propriétés mécaniques des roches, etc.;
- hydrogéologiques : eaux superficielles qui traversent le territoire de l'exploitation ou se situent à proximité, eaux souterraines dans le massif, présence d'eau dans les contacts entre les roches ou dans les discontinuités tectoniques etc.

L'eau joue un rôle très important dans la stabilité des pentes. En général, la présence d'eau dans un champ réduit le facteur de sécurité. La présence d'eau dans la masse rocheuse est également un facteur clé qui affecte directement et indirectement sur le comportement des masses rocheuses fracturées. Ses effets indirects mis de côté, l'eau diminue la résistance des discontinuités et donc du massif. De plus, il augmente les charges actives sur le massif ou les structures associées, ce qui favorise l'instabilité (Pedram. B.Y, 2009). La circulation de l'eau dans les massifs rocheux est liée essentiellement à l'existence des discontinuités qui constituent des chenaux préférentiels. La présence d'eau dans les discontinuités entraîne une réduction de leur résistance au cisaillement (Bélangier, 2005). Le gel/dégel de l'eau peut

entraîner la propagation de fissures, l'érosion peut altérer la roche en surface, etc., (Marwan, M 1997), (Tanguay. S, 2016).

D'un point de vue général, les massifs rocheux peuvent être considérés à la fois comme des Objets géologiques et des objets mécaniques.

#### **II.4.2. Les facteurs techniques**

Selon (Chalhoub, 2006). les principaux facteurs techniques influençant la stabilité de la pente, à savoir l'angle de pente maximal qu'un talus peut accepter avant l'instabilité, dépendent d'un certain nombre de facteurs, les principaux étant : la hauteur du talus, nature du terrain, la méthode et les phases d'exploitation et l'effet des ondes sismiques causées par le tir à l'explosif et les facteurs d'ordre géométrique (concavité ou convexité du bord du talus).

- **La hauteur des gradins**

La hauteur des gradins influe considérablement sur la valeur du coefficient de sécurité et donc sur la stabilité des talus. Plus la hauteur du gradin est grande, plus son angle de pente sera faible.

- **La nature des terrains**

La nature des terrains est un paramètre très important dont il faut tenir compte dans une étude de stabilité. Il s'agit principalement d'étudier la structure du massif et des caractéristiques physico-mécaniques du terrain.

➤ En ce qui concerne la structure du massif, l'étude des discontinuités de celui-ci (accidents tectoniques, joints de stratification, failles, diaclases) a une influence primordiale sur le calcul du coefficient de sécurité.

La présence ou l'absence de discontinuités à une influence très importante sur la stabilité des pentes de roche et la détection de ces caractéristiques géologiques est l'une des parties les plus critiques d'une étude de stabilité. La stabilité des pentes de la roche varie avec l'inclinaison des surfaces de discontinuité, telles que les failles, les joints et les plans de stratification dans la masse rocheuse. Lorsque ces discontinuités sont verticales ou horizontales, un glissement simple ne peut pas avoir lieu et la défaillance de la pente impliquera une fracture de blocs de roche intacts ainsi que des mouvements le long de certaines des discontinuités (Gadri ,2012).

➤ En ce qui concerne les caractéristiques physico-mécaniques :

- Le paramètre physique pris en compte lors du calcul de la stabilité est le poids volumique des terrains en place ;

- Le paramètre mécanique le plus important est sa résistance au cisaillement qui nous permet de mesurer les caractéristiques de cisaillement (cohésion et angle de frottement interne des différents couches), (Fleurisson ,2001).

- **La méthode d'exploitation**

La modification de l'état des contraintes dans un massif rocheux suite aux travaux d'exploitation peut entraîner une diminution de la résistance au cisaillement qui peut conduire à des ruptures. Les calculs de stabilité des gradins doivent aussi tenir compte des surcharges ponctuelles dues aux engins d'exploitation.

- **Effets des travaux des tirs sur la stabilité des terrains**

L'utilisation de l'énergie explosive pour l'abattage des roches en mines ou en carrières est une technique très largement employée, on sait, tout fois, que seule une partie libérée par la charge explosif est utilisée effectivement dans le processus de fragmentation ; le reste représente diverses nuisances ressenties tant que sur le site qu'en dehors de ses limites.

Les vibrations créées par les tirs d'explosifs ont deux champs d'action sur les massifs rocheux. D'une part, ils affectent l'intégrité des roches ou leurs paramètres de résistance à la compression et, d'autre part, peuvent provoquer un effondrement de la paroi ou de la pente lorsque des actions de déstabilisation sont introduites. Ces vibrations sont le résultat de la propagation de l'onde de choc dans le massif rocheux. Dans ce contexte, les tirs de production réalisées d'une manière répétitive peuvent contribuer à aggraver la stabilité de la mine (ou carrière).

## **Conclusion**

Le comportement mécanique d'un massif rocheux est influencé par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des discontinuités plutôt que par les caractéristiques propres de la matrice rocheuse. Ces discontinuités caractérisées par une conductivité hydraulique par conséquent elles influent sur les caractéristiques mécaniques des massifs rocheux.

La spécificité du risque, que représentent les glissements d'un versant ou talus est liée, entre autre, à la diversité des paramètres qui le définissent : la géologie, la géotechnique, la géométrie et l'hydrogéologie. Le risque pourra être de divers ordres (glissement, écroulement, éboulement....) .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 géomécanique, les calculs d'équilibre limite et l'analyse cinématique, il existe également des méthodes numériques, C'est tout ce dont nous discutons dans le prochain chapitre.

---

---

## Chapitre II. Classification des massifs rocheux et Méthodes d'analyse

### Introduction

Le problème de stabilité des talus dans les mines (ou carrières) reste une préoccupation majeure de la géotechnique et de l'exploitation minière. A travers les différentes méthodes utilisées dans l'analyse de la stabilité, l'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues. Dans ce chapitre on va étudier les différentes méthodes d'analyse et d'évaluation utilisés.

### II.1. Principaux méthodes d'évaluation de stabilité du talus

L'analyse de la stabilité des ouvrages en terre se fait traditionnellement au moyen des méthodes de calcul à la rupture qui donnent par facteur de sécurité (Fs). Plusieurs méthodes divisées en trois groupes principales, existent afin d'analyser la stabilité de talus à ciel ouvert. Plusieurs d'entre elles permettent de prendre en compte de nombreux facteurs géologie, technique et géométrique. Ces principaux groupes sont les méthodes empiriques, analytiques et numériques (Tanguay S, 2016).

### II.2. Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques sont des méthodes d'analyse de stabilité qui sont basées sur l'expérience pratique de ceux qui proposent ces méthodes et sur l'analyse de cas réels. Des équations, des tables ou des abaques sont ensuite proposés pour généraliser les différentes observations afin de pouvoir s'en servir dans la conception d'ouvrage. Notons parmi les approches empiriques les méthodes qui découlent de l'utilisation de classifications géomécanique des massifs rocheux.

Pour une meilleure compréhension d'un système de classification du massif rocheux, il est important de bien distinguer les termes suivants (Stille et Palmström, 2003) : classification, caractérisation et système de classification. *Premièrement* la classification est la tâche de grouper des éléments dans de différentes classes. Dont le but principal est de permettre de ressortir avec une meilleure connaissance d'une nature, d'un comportement ou d'une série de résultats. Elle consiste à grouper des objets ou paramètres selon leurs informations et types de relations recherchées (Bieniawski, 1989). Elle essaye donc d'augmenter les connaissances d'après des observations ou mesures déjà établies. Et elle doit donc être exhaustive et mutuellement exclusive, c'est-à-dire qu'un paramètre relatif ne peut qu'appartenir à un seul

---

---

groupe ou classe. *Deuxièmement*, le mot caractériser désigne l'acte de décrire ou de mesurer une condition particulière, comme une substance ou un matériel, dans le but de ressortir un paramètre quantitative ou qualitative. Par la suite, cette opération leur attribue une valeur ou une cote selon la structure, composition et propriétés du massif rocheux déterminé par la classification. Dans le domaine de la mécanique des roches, l'acte de caractérisation du massif rocheux consiste à décrire ou quantifier des paramètres ou des caractéristiques influençant le comportement de la masse rocheuse. Généralement, ce terme évalue les propriétés inhérentes de la masse rocheuse tout en négligeant les paramètres environnementaux de design. La sommation des valeurs de classification de ces propriétés constitue en classification de la masse rocheuse. *Troisièmement*, le terme système de classification désigne tous groupes particuliers d'outils de conception empiriques permettant d'évaluer entre autres le design du support de terrain et la stabilité de l'excavation pour de conditions locales de l'excavation dans la masse rocheuse. Le système de design empirique résulte ainsi de l'ajustement de la classification de la masse rocheuse par des paramètres de design local (contrainte in situ, orientation des joints...etc) ressortant d'observations sur le terrain ou à partir d'analyses numériques (Palmström, 2001). Donc le terme système de classification est utilisé uniquement lors de l'utilisation pratique d'une classification (qui peut varier entre les systèmes en fonction des paramètres géologiques utilisés) pour résoudre les différents aspects d'ingénierie de la roche dans le processus de design d'excavation (tunnel, mines, fondations...) (**Annexe 1**).

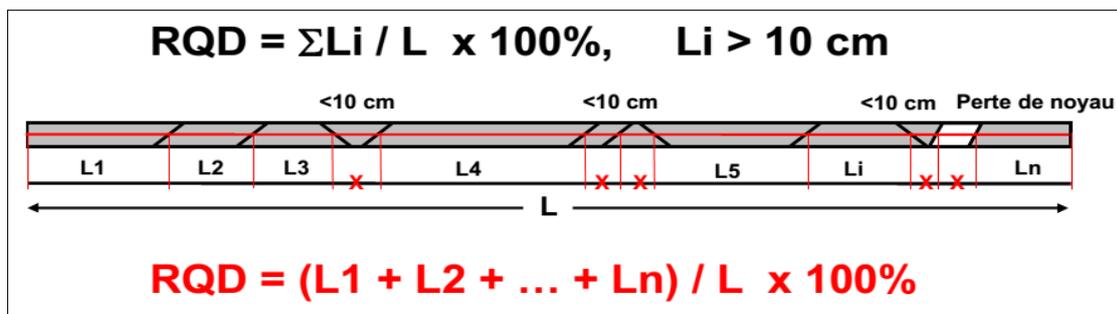
Le but de la classification des roches est d'avoir une information sur les propriétés globales des massifs rocheux afin d'avoir des valeurs représentative constituant une base rationnelle aidant l'ingénieur à la décision sans détail de travail, l'expérience accumulée sur les problèmes de stabilité des talus anthropiques a permis élaboration d'une méthodologie cohérente pour la prévision des ruptures et le choix de mesures confortatives adaptées (Jhanwar, 2012). On peut trouver clairement les méthodes de classification des roches qui sont représentées la qualité du terrain par les plusieurs facteurs quantitatifs telle que : RQD, RMR, SMR, GSI...etc.) (Deere, 1988. Bieniawski, 1989 .Romana, 1985 .Barton, 2012).

La méthode de Hoek-Brown n'est pas à proprement parler un système de classification (Hoek, E. & Bray, W., 2004). Elle se base sur la prise en compte d'un certain nombre de caractéristiques du massif rocheux pour en déduire les paramètres mécaniques globaux, angle de frottement interne et cohésion du massif rocheux. Ces paramètres seront ensuite utilisés dans des méthodes de calcul de stabilité de type de celles employées en mécanique de massifs. La détermination ces paramètres se basent sur : certaines caractéristiques du matériau

rocheux et la détermination de l'état de fracturation du massif qui est GSI (Geological Strength Index) (Hoek E. et Brown E.T.,1995).

**II.2.1 Rock Quality Designation (RQD)**

Le Rock Quality Designation index (RQD) a été développé par (Deere. D et al, 1967) dans le but d'obtenir une estimation quantitative de la qualité du massif rocheux à partir de carottes de forage. Le RQD est défini comme le pourcentage des parties intactes de plus de 10 cm de longueur par rapport à la longueur totales des carottes extraites du forage (Figure II.1.)



**Figure II.1** .Schéma explicatif - méthode de calcul de RQD. (Zhao J. 2008).

La relation entre la valeur du RQD et la qualité du massif peut être établie selon la proposition de Deere (1968) et elle est présentée au tableau ci-dessous.

**Tableau II.1** : Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux (Deere, 1968)

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

Il existe aussi des méthodes alternatives pour estimer l'indice RQD autre que par l'utilisation de carottes de forage géologique. Priest et Hudson (1976) ont établi une relation entre l'espacement des joints ( $\lambda$  [joints/mètre]) déterminé à partir de mesure de surface du massif rocheux exposé ayant des fissures par la méthode scan line, l'indice RQD égale :

$$RQD=100 e^{-0,1 \lambda} (0,1 \lambda+1) \tag{II.1}$$

Lorsqu'aucun forage géologique n'est disponible, cette corrélation s'avère très utile (Edelbro, 2003).

La méthode suivante est proposée pour un massif rocheux lorsque les carottes ne sont pas disponibles mais les discontinuités sont visibles à la surface d'exposition (face libre

du gradin). Proposé par (Palmström, 1982), l'indice RQD peut être indirectement déterminé par le nombre de joints/discontinuités par unité de volume pour définir la somme volumétrique des joints ( $J_v$ ) caractérisant la surface du massif rocheux

$$RQD = 115 - 3,3 J_v \quad (II.2)$$

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. Dans le cas :  $J_v < 4,5$  ; alors Le RQD = 100 (%).

### II.2.2 Rock Mass Rating (RMR)

En 1976 Bieniawski a publié les détails d'une classification des masses rocheuses intitulées Geomechanics Classification or the Rock Mass Rating (RMR). Ce système se base sur une expérience professionnelle des études menée sur une centaine de tunnels de faible profondeur réalisés dans des terrains sédimentaires. 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.

En reprenant la version 1976 du système de classification, La somme de ces coefficients détermine la valeur du RMR, qui peut varier entre 0 et 100. L'utilisation du RMR se repose sur la simplicité à déterminer les différents paramètres suivants :

A1 : Résistance en compression uni-axiale de la roche intacte

A2 : L'indice RQD du massif rocheux

A3 : L'espacement moyen des discontinuités

A4 : Condition des joints (L'état général des discontinuités : ouverture, persistance, rugosité...)

A5: L'état d'infiltration d'eau souterraine (Les conditions hydrogéologiques du massif rocheux : débit d'eau entrant dans l'ouvrage, l'observation qualitative des venues d'eau, etc.).

A6: L'orientation des discontinuités par rapport aux directions représentatives du problème traité

Les notes A1, A2, et A5 correspondant aux paramètres 1, 2 et 5 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 et chaque paramètre sera noté (**Annexe 2**). Afin d'obtenir une note globale caractérisant la qualité du rocher, qui est appelée RMR.

$$\text{RMR}_{\text{sec}} = A1 + A2 + A3 + A4 \quad (\text{II.3})$$

$$\text{RMR}_{\text{de base}} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 \quad (\text{II.4})$$

$$\text{RMR}_{\text{modifié}} = \text{RMR}_{\text{de base}} + A6 \quad (\text{II.5})$$

Le paramètre A6 est un facteur de correction (de valeur négative) qui permet d'ajuster la valeur du RMR de base en fonction de l'orientation des discontinuités. La note attribuée à l'influence de ces dernières varie selon qu'on travaille dans un tunnel, un talus ou dans une fondation (**Annexe 3**).

Cette classification du massif rocheux comprend 5 groupes d'intervalle de 20 points par classe, dont la description rocheuse variant entre roches de très faible qualité à très bonnes roches. Le RMR permet aussi d'estimer des propriétés supplémentaires comme le temps de soutien moyen, cohésion et angle de friction du massif rocheux (**Annexe 4**).

### II.2.3 Slope Mass Rating (SMR)

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. Depuis la publication du SMR en 1985, de nombreux auteurs ont modifié ou adapté le SMR à leurs besoins. Anbalagan et al (1992) ont suggéré une adaptation du SMR pour le mode de rupture en coin. Ils ont proposé de calculer les relations géométriques entre la discontinuité et la pente pour calculer les valeurs initialement proposées par Romana en utilisant la ligne d'intersection des deux plans de la rupture dièdre.

Tomas et al (2012) ont développé une méthode graphique basée sur la représentation stéréographique des discontinuités et la pente pour obtenir les paramètres de correction du SMR (F1, F2 et F3). Les principaux avantages de cette approche sont :

- 1- 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) ;
- 2- 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).
- 3- Riquelme et al (2014) ont publié un format d'accès ouvert, une calculatrice programmée dans MS Excel pour le calcul des coefficients F1, F2 et F3 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 Tomas 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 et al (2003) (**Annexe 5 et 6**).

$$SMR = RMR_{\text{debase}} + (F1. F2. F3) + F4 \quad (\text{II.6})$$

Où :

**F1** : Dépend du parallélisme entre les directions des joints et des talus. 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° et que la probabilité de rupture est très faible). Il a été établi empiriquement:

$$F1 = (1 - \sin A)^2 \quad (\text{II.7})$$

Où : A est l'angle entre les directions des joints et du talus.

**F2** : Dépend du pendage des joints pour le mode de rupture plan. Les valeurs varient de 1 (pour les joints de plus de 45° de pendage) à 0,15 (pour les joints de moins de 20° de pendage). Dans le cas du renversement ou de basculement, le facteur reste égal à 1. Il a également été établi empiriquement:

$$F2 = \text{tg}^2\beta. \quad (\text{II.8})$$

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

**F3** : est lié à la relation entre la pente du talus et le pendage des joints. Pour ce paramètre, il y a également lieu de faire la différence entre une rupture plane et une rupture par renversement ou de basculement. Les valeurs d'ajustement de Bieniawski ont été conservées.

Le facteur d'ajustement **F4** prend en compte la méthode d'excavation. Il est fixé empiriquement sur les bases suivantes:

- Les talus 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 qu'il est léger, normal ou déficient (trop d'explosifs par exemple).
- L'excavation mécanique par arrachage dans les roches très fracturées n'augmente, ni ne diminue la stabilité du talus.

#### II.2.4 Geological Strength Index (GSI)

Le GSI (Geological Strength Index) Introduit par (Hoek et al. 1995) puis amélioré par (Hoek et Brown 1997), est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, il varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

le Geological Strength Index ne présente pas une classification géométrique en soi. Cependant, il constitue un lien entre le RMR (Q-système) et la détermination des paramètres de déformabilité et de résistance des rocheux.

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

$$RMR' = A1 + A2 + A3 + A4 + 15 \tag{II.9}$$

De même, Q' se calcule en ne tenant pas compte de l'état initial du massif par rapport à l'eau

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \tag{II.10}$$

Jn : représente le nombre de familles de discontinuité.

Jr : représente la rugosité des épontes de la famille de discontinuité la plus défavorable en terme d'orientation.

Ja : caractérise l'état d'altération des discontinuités.

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

$$GSI = RMR' - 5 \quad \text{si } RMR' > 23 \tag{II.11}$$

$$GSI = 9(\log Q' + 44) \quad \text{si } RMR' \leq 23 \tag{II.12}$$

**Tableau II.2.** Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI, (Hoek- Brown, 1995)

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

### II.2.5 Limitation des systèmes de classification

Les classifications des massifs rocheux sont utilisées depuis plusieurs dizaines d'années pour l'évaluation de la conception et la construction des ouvrages réalisés dans les massifs rocheux. Elles sont basées sur la connaissance des paramètres décrivant la qualité du massif rocheux et font la combinaison des différents paramètres mesurés sur le site pour arriver à mettre une note concernant la qualité du massif rocheux.

Ces méthodes sont facilement utilisées au stade de l'avant-projet. Cependant elles présentent certaines limites, que nous résumons ci-dessous (Chalhoub, 2006) :

-Les paramètres de classification sont utilisés universellement sur tous les types de massifs rocheux, sans tenir compte de leurs caractéristiques spécifiques et du projet considéré ;

---

---

-Les propriétés complexes du massif rocheux, en particulier son anisotropie et son comportement différé (dépendant du temps) ne sont pas pris en compte ;

-Les paramètres de déformabilité et de résistance qui en résultent sont relatifs à un milieu isotrope ;

-Le RMR n'est pas adaptés au cas des roches tendres.

### II.3. Méthodes analytiques

Il est entendu par approches analytiques, les méthodes pouvant analyser la stabilité d'un ouvrage en tentant de représenter les mécanismes pouvant mener à sa rupture, moyennant souvent quelques hypothèses. Par exemple, elles négligent presque toujours les déformations, les contraintes in situ et la rupture dans la roche intacte (Stead et al, 2006). Ainsi, les approches analytiques sont le plus souvent utilisables dans le cas de problèmes simples. En réalité, ces cas sont plutôt rares. Pour des problèmes plus complexes, les simplifications et hypothèses nécessaires à ces approches rendent l'analyse peu fiable. Toutefois, aujourd'hui, plusieurs de ces analyses peuvent être faites à l'aide de logiciels ce qui rend leurs utilisations beaucoup plus rapides et plus accessibles. Il s'agit d'ailleurs de leurs principaux avantages. Parmi les principales approches analytiques utilisées dans l'analyse de stabilité des pentes à ciel ouvert, notons les approches cinématiques utilisant les analyses stéréographiques qui examinent le risque de glissement de blocs rigides et les analyses en équilibre limitent par tranches.

#### II.3.1 Approche cinématique

Pour pouvoir calculer le facteur de sécurité d'un bloc rigide contre le glissement, il est nécessaire de connaître au minimum l'orientation, le pendage et l'angle de frottement des discontinuités ainsi que l'orientation et le pendage du talus et du socle rocheux. Il est possible d'analyser le risque de glissement d'un bloc avec une approche en deux dimensions. Dans ce cas, l'équilibre des forces provoquant la rupture et des forces résistantes à la rupture est calculé. Cependant, les cas où les analyses en deux dimensions s'appliquent sont rares.

Ainsi, les méthodes d'analyse cinématiques utilisant les approches stéréographiques sont plus souvent utilisées, car elles peuvent efficacement analyser des cas tridimensionnels. Cette approche utilise principalement les relations angulaires entre les différents plans formant les tétraèdres pour évaluer le risque et le mode de glissement pouvant survenir. Il est aussi possible de prendre en compte des critères de rupture non linéaires ou comportant de la cohésion. Une approche complète pour traiter ce type d'analyse est présentée par (Gill et al 2002). Les logiciels Dips, Swedge et Rockpack III de Rocscience sont les plus utilisés dans

---

---

les approches cinématiques de type stéréographique et normalement valides lorsque les discontinuités présentes sont continuées et surviennent dans la roche dure. Normalement, ces conditions sont respectées pour de petites instabilités (Sharifzadeh et al, 2010). Ces approches sont aussi utiles lors d'une analyse de stabilité préliminaire afin d'identifier le mode de rupture critique pouvant survenir.

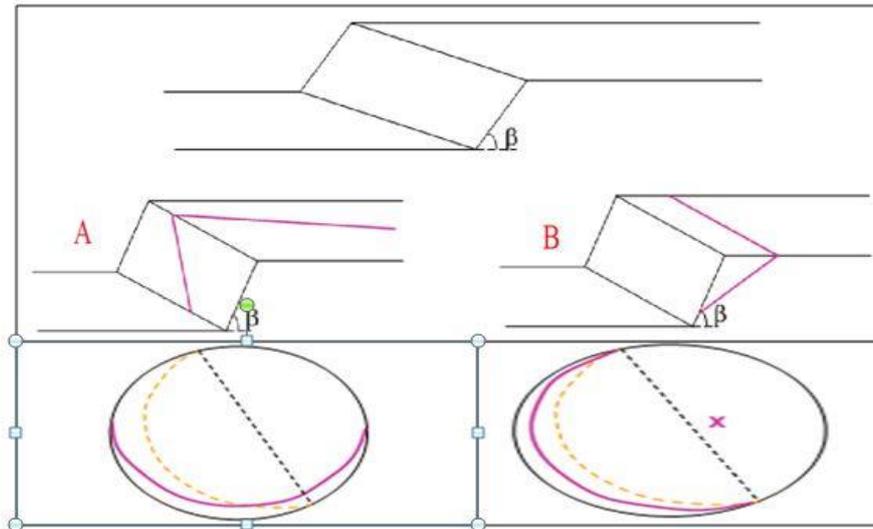
**a) Méthode stéréographique**

*La projection stéréographique* est une construction géométrique consistant à reporter sur un plan (2D), l'orientation d'objets situés dans l'espace (3D), indépendamment de leur situation d'origine (position géographique). La méthode de projection stéréographique est basée principalement sur les mesures sur terrain, qui se font à l'aide d'une boussole et d'un inclinomètre. Cela consiste à mesurer la direction de la discontinuité, c'est-à-dire le sens du plan dans lequel se trouve la discontinuité grâce à la boussole. L'inclinomètre lui sert à obtenir le pendage du plan. La méthode des projections stéréographiques permet d'étudier les différents plans de discontinuités présents dans le talus et déterminer les risques probables de rupture plane.

Les objets utilisés en tectonique pourront la plus-part du temps se rapporter à des droites (orientées ou non) ou à des plans. La théorie de cette projection est une transformation géométrique appelée inversion, par laquelle une droite est représentée par un point, un plan par une ligne.

Le plan de projection, sur lequel se font les reports est le plan équatorial d'une demi-sphère (par convention nous utiliserons l'hémisphère inférieure). Ce plan en fait est limité par un cercle appelé cercle fondamental. C'est ce plan et les projections que l'on y portera qui s'appelle stéréogramme. Le cercle fondamental est orienté par rapport au Nord et gradué en degrés (0 à 360). Le pôle zénithal est le pôle supérieur de la sphère entière et sera utilisé comme origine de la projection. L'objet géométrique à projeter est amené par translation (sans modification de son orientation) jusqu'à devenir sécant avec le centre de l'hémisphère de référence.

Comme la figure II.2 représente un mouvement de translation d'une famille de discontinuités sachant que l'azimut du plan de l'excavation différent à l'azimut du plan de discontinuité (Fig.II.2A), et même azimut pour le plan délimitant l'excavation et le plan de discontinuité (Fig.II.2B).

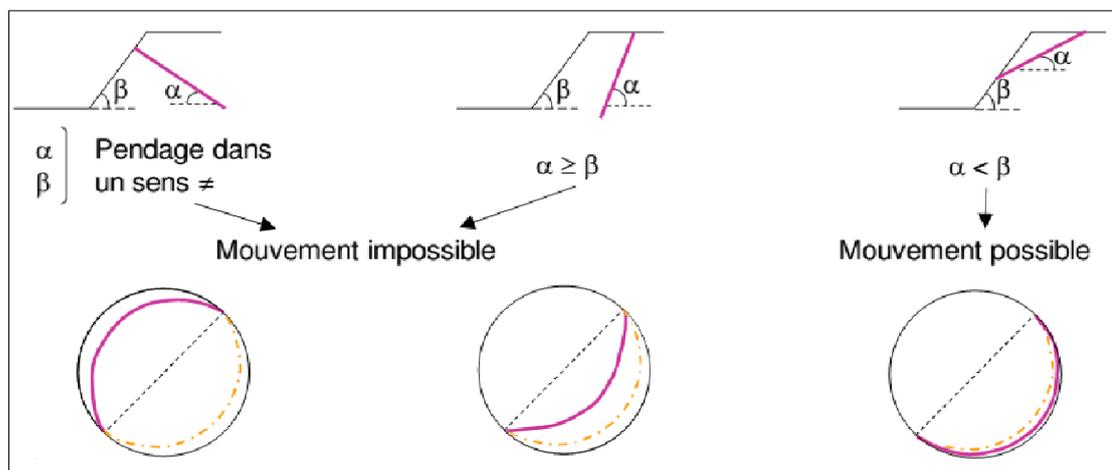


**Figure II.2.** Mouvement de translation d'une famille de discontinuité (Merrien. S, 2010).

La structure stratiforme du gisement contribue à l'instabilité du bord et au déclenchement du glissement bancs sur bancs. Ce type de mouvement n'est plus possible dès que l'orientation de la base du talus s'écarte trop de celle des plans de stratification. La déstabilisation dans ce type de structure est subdivisée en trois cas suivant les angles des plans de stratification et du talus de gradins ou du bord de la mine (Fig. II.3) :

Cas 1- à gauche : ( $\alpha \neq \beta$ ) Les plans de stratification plongent dans le sens opposé à celui du parement du talus. Dans ce cas, le talus est stable.

Cas 2- au milieu : ( $\alpha \geq \beta$ ) Les plans de stratification plongent dans le même sens que celui du parement du talus, mais avec un angle plus fort que la pente du talus. Dans ce cas également, le talus est stable quelle que soit sa hauteur.



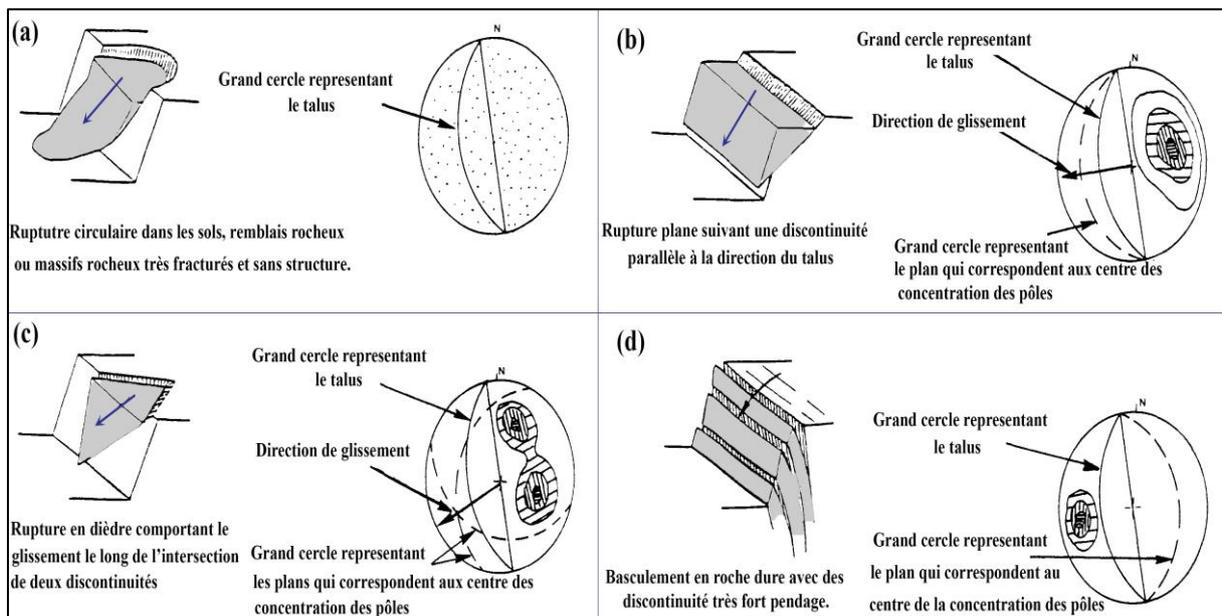
**Figure II.3.** Schéma illustrant le rapport entre l'inclinaison du talus ( $\beta$ ) et celui du plan de stratification ( $\alpha$ ) (Merrien. S, 2010).

Cas 3- à droite : ( $\alpha < \beta$ ) Dans ce cas, le talus risque d'être instable. La stabilité dépend essentiellement des propriétés géomécanique des roches notamment la cohésion et l'angle de frottement interne, la résistance au cisaillement au niveau des plans de stratification et les conditions hydrogéologiques.

**b) Mécanisme de rupture**

La détection des risques de ruptures pour un mécanisme élémentaire de rupture donné est basée sur la comparaison des angles des différentes discontinuités et du talus. L'utilisation des diagrammes de projection stéréographique. Permet de mettre en évidence les configurations géométriques favorables à une rupture suivant un mécanisme donné. Les différents mécanismes élémentaires de rupture sont présentés comme suite :

- ❖ **La rupture circulaire** (Fig.II.4a) : elle se produit dans un massif fortement fissuré, le massif rocheux est assimilé alors, à un milieu homogène continu.
- ❖ **La rupture en glissement plan** (Fig.II.4b) : la rupture se produit sur un plan d'une fracture qui a une orientation parallèle ou subparallèle 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** (Fig.II.4c) : Dans ce type de glissement la 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.



**Figure II.4.** Les mécanismes élémentaires de rupture et les projections stéréographiques des conditions structurales qui peuvent mener à ces ruptures (Hoek et Bray, 1981).

❖ **La rupture en basculement** (Fig.II.4d) : 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 des blocs qui seront susceptibles de basculer (rotation).

Dans cette approche, 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. La détermination de ce dernier s'appuie sur les principes de l'analyse d'une méthode dite l'équilibre limite .

### II.3.2 Méthode d'équilibre limite

La méthode d'équilibre limite utilisée pour l'étude de la stabilité des massifs rocheux et analysent le plus souvent une surface critique qui a une forme circulaire. Elles séparent la section au-dessus de cette surface de rupture en tranches verticales et font l'équilibre des forces pour évaluer un facteur de sécurité. Normalement, plusieurs surfaces de rupture différentes doivent être analysées afin de trouver celle qui est la plus critique.

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 douteux.

#### a) Cas d'une rupture plane de longueur infinie

Les hypothèses de cette méthode (Fig. II.5) :

- 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 ( $R_N, R_T$ ).

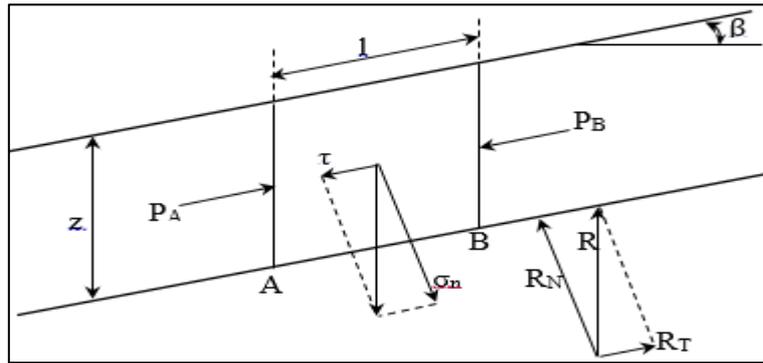


Figure II.5. Effort appliquée sur une tranche (Melbouci 2009).

- Équilibre des forces au plan AB :

$$W = \gamma * z * AB * \sin \beta, \text{ (KN)} \tag{II.13}$$

$$\tau = \gamma * z * \cos \beta * \sin \beta, \text{ (kPa)} \text{ avec } W_T = \gamma * z * AB * \cos \beta * \sin \beta \tag{II.14}$$

$$\sigma_n = \gamma * z * \cos^2 \beta, \text{ (kPa)} \text{ avec } W_N = \gamma * z * AB * \cos^2 \beta \tag{II.15}$$

- La résistance au cisaillement de la masse :

$$R = C * AB + \sigma_n * \tan \varphi * AB, \text{ (kPa)} \tag{II.16}$$

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

$$F_s = \frac{\sum \text{Forces résistances}}{\sum \text{Forces motrices}} \tag{II.17}$$

$$F_s = \frac{C + \gamma * z * \cos^2 \beta * \tan \varphi}{\gamma * z * \cos \beta * \sin \beta} \tag{II.18}$$

$$F_s = \frac{C}{\gamma * z * \cos \beta * \sin \beta} + \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \tag{II.19}$$

Généralisation de la méthode (Fig. II.6) :

$$W = [\gamma_1 * (Z - h_w) + \gamma_{\text{sat}} * h_w * b] = b * \sum_0^Z \gamma * h, \text{ (KN)} \tag{II.20}$$

Décomposons  $W$  en  $N$  et  $T$

$$N = b * \cos \beta * \sum \gamma * h \tag{II.21}$$

$$T = b * \sin \beta * \sum_0^Z \gamma * h \tag{II.22}$$

- La pression interstitielle de l'eau sur AB :

$$u = \gamma_w * h_w * \cos^2 \beta, \text{ (kPa)} \tag{II.23}$$



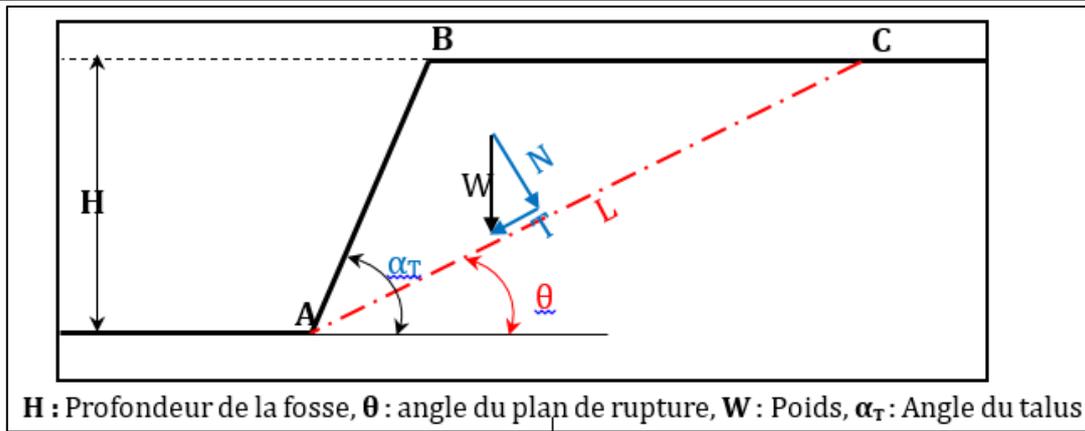


Figure II.7. Cas de rupture plane sur une longueur finie (Melbouci, 2009).

Le coefficient de sécurité est défini comme suit :

$$F_s = \frac{\sum \text{Forces résistances}}{\sum \text{Forces motrices}} \tag{II.29}$$

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

$$F_s = \frac{R}{\tau} = \frac{C + \sigma_n \cdot \tan \varphi}{\tau} \tag{II.30}$$

$$\sigma_n = \frac{W \cos \theta}{L}, \text{ (kPa)}; \quad \tau = \frac{W \sin \theta}{L}, \text{ (kPa)}$$

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 :

$$F_s = \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} + \frac{2 \cdot C}{\gamma \cdot H \cdot \sin^2 \theta \left( \frac{1}{\tan \theta} - \frac{1}{\tan \alpha_T} \right)} \tag{II.31}$$

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.

$$F_s = \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} \tag{II.32}$$

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, marnes, 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 :

$$N=W.\cos\theta$$

$$T=W.\sin\theta.$$

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

$$N = (\gamma_s - \gamma_e) * \cos\theta, \quad (h = 1m, S = 1m)$$

$$T = (\gamma_s - \gamma_e) * \sin\theta.$$

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

$$F_s = \frac{[(\gamma_s - \gamma_e)\cos\theta].tg\varphi}{(\gamma_s - \gamma_e).\sin\theta + \gamma_e.\sin\theta} = \left(1 - \frac{\gamma_e}{\gamma_s}\right) \frac{tg\varphi}{tg\theta} \quad (II.33)$$

### c) 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, spencer...etc.).

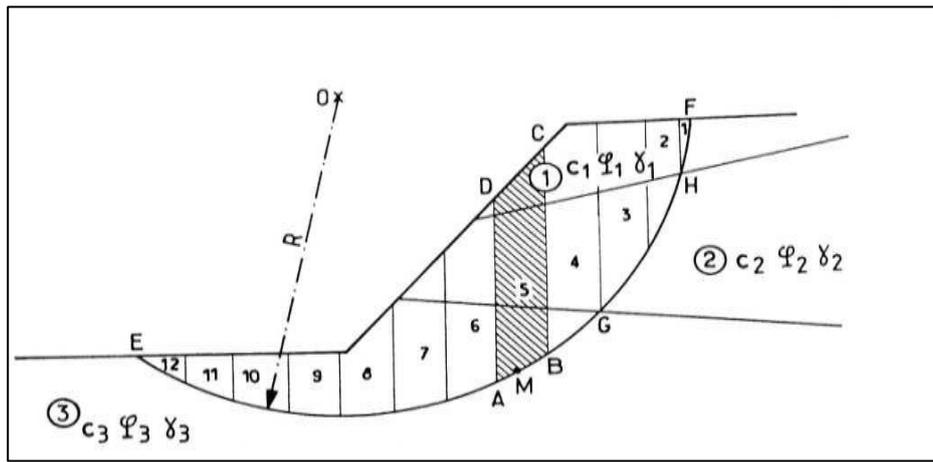
La méthode des tranches est une méthode suédoise introduite par Petterson en 1916. Elle consiste à diviser un volume instable en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux et à étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de rupture sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent.

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

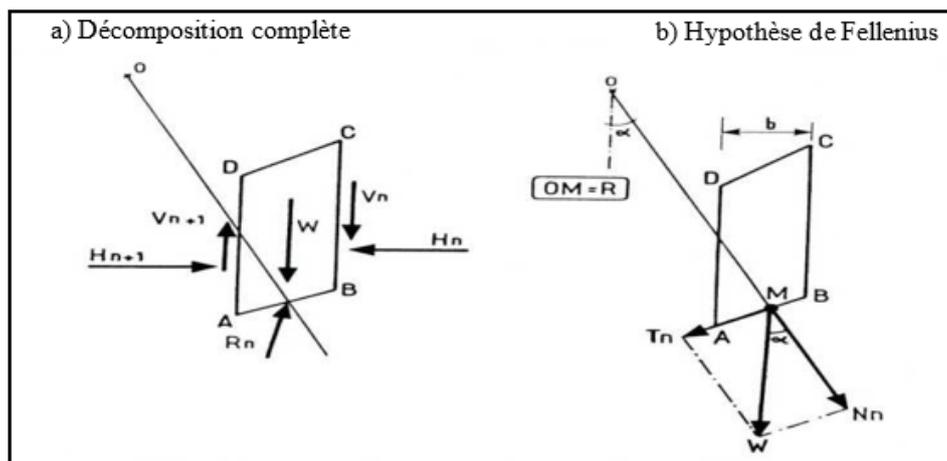
➤ **Méthode de Fellenius (1927)**

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 (Fig.II.8).



**Figure II.8.** Découpage en tranches d'un talus (Fellenius 1927).



**Figure II.9.** Forces agissantes sur la tranche (Duncan et al, 2014).

Selon la figure II.9, 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 :

$$F_s = \frac{\sum_{EF} \text{des moments résistants maximaux}}{\sum_{EF} \text{des moments moteurs}} \quad (\text{II.34})$$

En considérant la somme des moments sur tout l'arc EF, (Fig. II.8) on constate que la somme des moments des forces inter-tranches est nulle. 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 :

$$(R_n)_t c_i * AB + N_n * \tan \varphi_i \quad (\text{II.35})$$

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{m=n} R * (C_i * AB + N_n * \tan \varphi_i) \quad (\text{II.36})$$

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 :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{m=n} (C_i * AB + N_n * \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^{m=n} W \sin \alpha} \quad (\text{II.37})$$

Dans le Cas de l'existence de la nappe et en remplaçant AB,  $N_n$  et  $T_n$  dans la formule (II.33), le coefficient  $F_s$  est donné par :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [C_i \frac{b}{\cos \alpha} + (W * \cos \alpha - \frac{u * b}{\cos \alpha}) \tan \varphi_i]}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \quad (\text{II.38})$$

Avec :  $u = Z_w * \gamma_w$

$u$  : Pression interstitielle, (kPa) ;

$Z_w$ : hauteur d'eau, (m);

$\gamma_w$ : poids volumique de l'eau (kN/m<sup>3</sup>).

---



---

➤ **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 :

$$F_s = \left( \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w \cdot \sin \alpha} \right) \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(w - u_n \cdot b) \tan \varphi_i + C_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}} \quad (\text{II.39})$$

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 :

$$\tan \theta_i = X/E = \lambda \cdot f(x'_i) \quad (\text{II.40})$$

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 et al 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 :

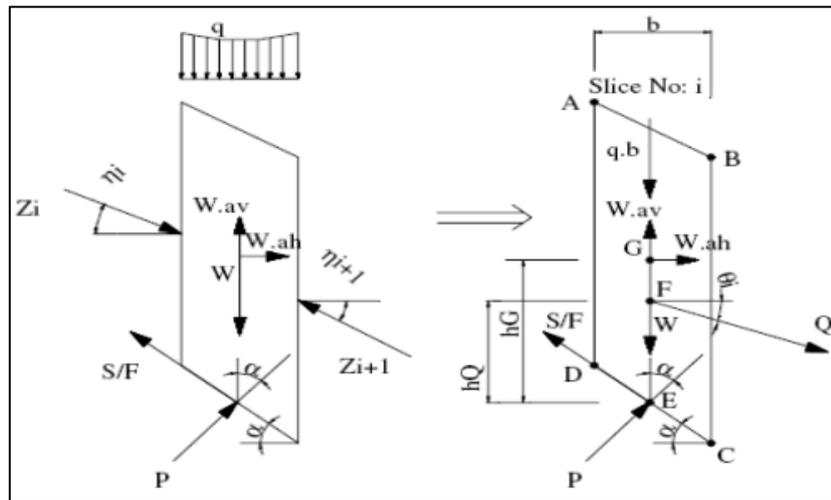
$$Q_i = \frac{\frac{c'.b.\sin\alpha}{F} + \frac{\tan\phi'}{F}(W.\cos\alpha - W.a_v.\cos\alpha - W.a_h.\sin\alpha - u.b.\sin\alpha + q_c.b.\cos\alpha) - W.\sin\alpha - W.a_v.\sin\alpha - W.a_h.\cos\alpha - q_c.b.\sin\alpha}{\cos(\alpha - \theta_i).(1 + \tan(\alpha - \theta_i).\frac{\tan\phi'}{F})} \quad (II.41)$$

L'équilibre des moments dans chaque tranche est pris par rapport au point  $E$  défini sur la figure II.6, il permet de trouver le point d'application de la résultante :

$$\sum M = Q.\cos\theta_i.h_Q - W.a_h.h_G = 0 \quad (II.42)$$

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

$$Y_{qi} = Y_{ei} + h_Q \quad (II.43)$$



**Figure II.10.** 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 :

$$\sum(Q_i.\cos\theta_i) = 0 \quad (II.44)$$

$$\sum(Q_i.\sin\theta_i) = 0 \quad (II.45)$$

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

$$\sum M = \sum(Q_i.\cos\theta_i.Y_{qi} + Q_i.\sin\theta_i.X_{qi}) = 0 \quad (II.46)$$

Pour trouver les deux inconnues,  $F$  et  $\lambda$ , on résout l'équation (II.40) (ou (II.41)) et l'équation (II.42). Et on assure la théorie algébrique suivante :

$$|\sum M| + |\sum(Q_i.\cos\theta_i)| = |\sum(Q_i.\cos\theta_i.Y_{qi} + Q_i.\sin\theta_i.X_{qi})| + |\sum(Q_i.\cos\theta_i)| = 0 \quad (II.47)$$

---

---

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 est meilleur pour le calcul de 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.

Krahn (2003), ont entrepris une étude pour déterminer le facteur de sécurité par 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%.

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, comme illustre la figure II.11. Pour cette raison, il est préférable d'utiliser une méthode d'analyse où le moment d'équilibre est satisfait.

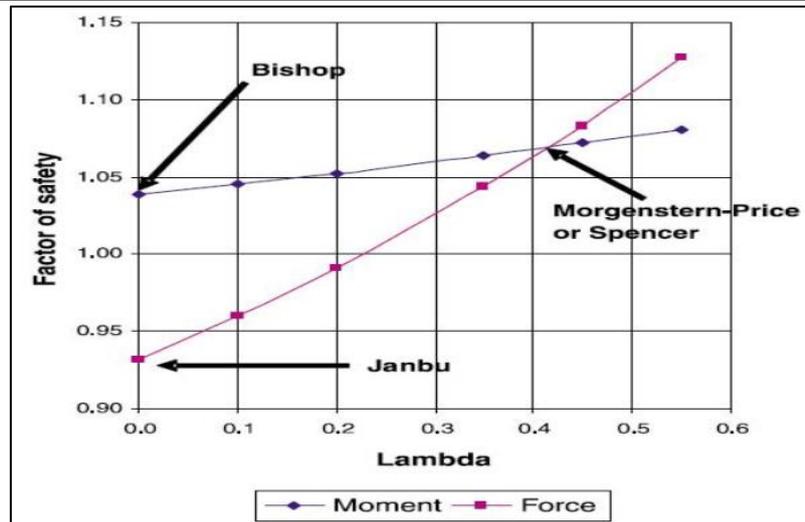


Figure II.11. Variation du coefficient de sécurité en fonction de lambda. Krahn (2003).

### II.3.4 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 (Sjoberg, 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.
- la difficulté à cibler les zones de faibles épaisseurs et résistances pour calculer les surfaces les plus critiques.

## II.4 Approches numériques

Dans les massifs rocheux, l'utilisation des modèles numériques est souvent nécessaire pour bien prendre en compte des cas plus complexes (majoritairement discontinus, anisotropes, hétérogènes et ont des comportements non linéaires), (Jing, 2003). Le concept principal des approches numériques est de diviser le domaine et les différentes géométries complexes en plusieurs petits éléments possédant une géométrie simple pour laquelle les déplacements peuvent être facilement calculés. La rencontre de segments composant ces géométries simples est appelée nœud et c'est les déplacements en ces nœuds qui sont recalculés à chaque itération de logiciel. Ainsi, l'analyse résultante de l'interaction de tous ces éléments et les contraintes qui en découlent sont une représentation précise du cas réel à condition que le modèle estime bien la réalité. Le domaine séparé en une multitude d'éléments, appelé maillage, est décrit mathématiquement par

---

---

de nombreuses équations différentielles relativement simples ayant comme but de conserver l'équilibre énergétique du système. Ces équations sont souvent résolues grâce à un processus itératif précisant les résultats jusqu'à ce que le domaine soit en équilibre selon la précision demandée par l'utilisateur.

Les méthodes d'analyses numériques les plus couramment utilisées en mécanique des roches sont les méthodes continues, les méthodes discontinues et les méthodes hybrides des deux précédentes (Jing & Hudson, 2002). Celles-ci sont décrites dans les sous-sections suivantes.

#### II.4.1 Méthodes continues

Les méthodes continues sont recommandées pour représenter un massif rocheux qui est plutôt homogène et hétérogène. Ainsi, elle est adéquate pour reproduire les massifs rocheux comportant peu ou une grande quantité et densité de discontinuités peut aussi être modélisée par les méthodes continues. Dans ce cas, ce sont des propriétés équivalentes du massif rocheux qui sont utilisées. Ces propriétés équivalentes prennent en compte, à la fois, la résistance de la roche intacte, celle offerte par les discontinuités ainsi que la géométrie des discontinuités. Dans ce cas, c'est, à plus grande échelle, le même principe qui s'applique à un sol alors que ce ne sont pas tous les grains qui sont modélisés, mais plutôt la résistance moyenne de chacun et leurs interactions.

Les méthodes continues peuvent aussi être appliquées pour des roches tendres ou fragiles, puisque la différence entre les propriétés de la roche intacte et des discontinuités est plus faible. Parmi les méthodes continues, les approches par différences finies, par éléments finis et par éléments frontières sont les plus couramment utilisées en mécanique des roches. Lorsqu'il y a peu de fractures présentes dans le massif rocheux, les discontinuités peuvent être représentées par des éléments spéciaux appelés éléments fractures ou interfaces (Rathod, et al 2012).

##### a) Approches par éléments finis

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 le 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.

### **b) Approches par différences finies**

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 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 géomécanique.

### **c) Approches par éléments frontières**

Contrairement aux deux approches précédentes, l'approche par éléments frontière utilise initialement une fonction intégrale pour déterminer une solution «faible». S'ensuivent différentes étapes telles que la création des éléments frontière et l'évaluation des déplacements et contraintes dans le domaine permettant de résoudre l'intégrale (Jing, 2003). L'avantage principal de cette approche est un maillage plus simple qui permet de réduire la dimension de calcul d'une dimension. Ainsi, pour un même degré de maillage, la solution par éléments frontière est normalement plus précise que pour les deux approches précédemment présentées (Jing, 2003).

Cette approche est aussi efficace pour simuler le processus de fracturation (Jing & Hudson, 2002). Autrement, l'approche par éléments frontière n'est pas très efficace pour de nombreux cas souvent retrouvés dans le domaine de la mécanique des roches telles que la non-homogénéité et la non-linéarité des matériaux. Elle est tout de même utilisée en mécanique des roches à travers des logiciels comme MAP3D.

---

---

### II.4.2 Méthodes discontinues

Les méthodes discontinues sont recommandées pour la modélisation de massifs rocheux moyennement fracturés ou dans lesquels des déplacements importants de blocs individuels sont probables (Jing & Hudson, 2002). Ces méthodes permettent, notamment, la rotation et le détachement complet des blocs ainsi que l'ouverture des fractures (Jing, 2003). La reconnaissance de nouveaux contacts est aussi faite par ces logiciels. Dans ces modèles, la précision de la géométrie de l'excavation et la représentation précise ou équivalente des discontinuités présentes sont primordiales (Stead et al. 2006). Parmi les méthodes discontinues, les approches par éléments discrets et par réseau de fractures discrètes sont les plus utilisées en géomécanique.

Cette dernière approche est principalement utile dans le domaine de l'hydrogéologie et le transport de contaminants et ne sera donc pas plus discutée dans ce mémoire.

#### *a) Approches par éléments discrets*

Le concept principal de l'approche par éléments discrets consiste en un domaine simulé comme étant un assemblage de blocs rigides ou déformables (Jing, 2003). Un massif rocheux fracturé composé de roche intacte entrecoupée de discontinuités peut donc être représenté par cette technique par des blocs (roche intacte) rattachés par des interfaces (les discontinuités). Dans le cas de blocs déformables, les propriétés de la roche intacte sont utilisées à l'intérieur. L'intérieur de ces blocs est alors divisé en triangles (simulation 2D) ou en tétraèdres (simulation 3D) à partir de la méthode des éléments finis. Pour des fins d'économie de temps de calcul, il est normalement préférable de juger rigides les blocs lorsque la roche intacte est dure. Finalement les programmes les plus connus et souvent utilisés en mécanique des roches basés sur cette approche sont UDEC, 3DEC et PFC d'Itasca.

### II.4.3 Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides sont utiles afin de jumeler les avantages des méthodes continues et discontinues et donc de réduire les inconvénients propres à l'une de ces méthodes (Jing & Hudson, 2002). Elles sont notamment utilisées pour analyser les débits, les contraintes et les déformations dans les massifs rocheux fracturés (Jing, 2003). Les logiciels contenant un code hybride continu et discontinu sont les seules à pouvoir représenter de façon complète certains des modes de rupture les plus complexes comme la création de nouvelles fissures (Stead et al. 2006). L'un des logiciels utilisant les méthodes hybrides dont l'utilisation est relativement répandue en mécanique des roches est ELFEN de Rockfield.

## II.5 Calcul facteur de sécurité (Fs)

Pour le but d'évaluation de la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité FS par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

$$FS = \frac{\text{somme des forces résistantes ou moments résistants}}{\text{somme des forces motrices ou moments de mouvement}} \quad (\text{II.48})$$

**Tableau II.3.** Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité (Collin.F et al)

Facteur de sécurité (Fs)	Etat de l'ouvrage
$Fs < 1$	Danger
$Fs = 1$	Stabilité limite
$1 \leq Fs \leq 1.25$	Sécurité contestable
$1.25 \leq Fs \leq 1.40$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants mais par contre c'est une sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert.
$Fs > 1.4$	Sécurité satisfaisante

Le talus est dit stable si  $FS > 1$ , l'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque  $FS = 1$ , mais dans la pratique, le coefficient FS est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.

Diverses méthodes sont utilisées pour calculer et obtenir une surface critique et un facteur de sécurité lors d'une analyse de stabilité réalisé 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.44 et II.45 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.

$$C_{simulé} = \frac{C}{F_s} \quad (\text{II. 48})$$

$$\varphi_{simulé} = \arctan\left(\frac{\tan\varphi}{F_s}\right) \quad (\text{II. 49})$$

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 Phase<sup>2</sup> 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.

La méthode SSR permet de trouver automatiquement la surface critique (Dawson et al, 1999). De plus, cette méthode d'analyse numérique est polyvalente et nécessite moins d'hypothèses, notamment sur le mode de rupture, que les autres méthodes d'analyses traditionnelles. Elle peut aussi simuler et prendre en compte les déplacements et les contraintes dans les matériaux tout comme approximer la progression des fractures (Sharifzadeh et al, 2010). Cette méthode permet ainsi d'analyser une rupture qui se passe à la fois dans la roche intacte et le long d'une discontinuité (Hammah et al, 2007). Autrement, la méthode SSR est plus sensible dans les cas de géométries, de géologies et de chargements complexes que les méthodes d'équilibre limite (Cala et al, 2004). Elle permet, par exemple, d'identifier les zones où les concentrations de contraintes se développent et donc où la rupture risque de débiter et se propager.

L'un des principaux inconvénients de cette méthode est qu'elle n'est pas capable d'identifier plus d'une surface de rupture. Elle peut donc négliger une surface critique beaucoup plus importante que la surface la plus critique alors qu'il n'y a qu'une très faible différence dans le facteur de sécurité (Cheng et al, 2007). Un autre désavantage de cette méthode est le temps de calcul du facteur de sécurité qui peut être très long. Il peut facilement dépasser plusieurs heures.

Cette technique a été validée pour tous les cas classiques de la mécanique des sols en comparant ses résultats aux résultats obtenus par d'autres méthodes éprouvées et cela par différents auteurs (Griffiths et Lane, 1999). Dans le cas de la géomécanique, il a été démontré que l'utilisation de cette technique est efficace pour analyser des problèmes de stabilité dans un massif rocheux fracturé. (Hammah et al, 2007) en font la démonstration avec la méthode des éléments finis.

Afin de diminuer les quelques inconvénients propres à la méthode de réduction de la résistance en cisaillement, des méthodes modifiées ont subséquemment été développées. Par exemple, l'une de ces approches modifiées est incorporée dans le logiciel FLAC. Elle permet de calculer plus d'une surface critique (Yeo, et Chen, 1993). Cependant, cette analyse est longue et complexe.

---

---

## II.6 Comparaison de la méthode SSR et de la méthode d'équilibre limite

Dans les cas typiques de la géotechnique, la méthode SSR et à la méthode d'équilibre limite par tranches donnent des réponses presque identiques. Généralement, les facteurs de sécurité obtenus avec les méthodes d'équilibre limite sont toutefois légèrement inférieurs à ceux calculés avec la méthode de SSR (Dawson et al, 1999). Néanmoins, il arrive que des différences importantes soient observées entre ces deux méthodes. C'est le cas par exemple lorsque l'angle de frottement est presque nul ou nul. Dans certains cas, des différences sont aussi observées entre les différents logiciels et codes numériques utilisant la méthode SSR (Chiwaye, H 2010).

C'est pourquoi il est recommandé de jumeler différents logiciels et approches lors d'une même analyse de stabilité. Lorsqu'il y a de fortes pressions d'eau, il a été démontré que les méthodes d'équilibre limite peuvent donner des résultats incorrects, car elles ne prennent pas en compte l'effet que l'eau produit sur les forces appliquées entre les différentes tranches. Des approches d'équilibre limite modifiées pour améliorer cette prise en compte des pressions hydrauliques ont depuis été proposées. Il n'en demeure pas moins que ces approches modifiées sont complexes et ne sont normalement pas introduites dans les logiciels commerciaux.

Dans le cas de la méthode SSR, les pressions hydrauliques sont correctement simulées par les logiciels (Wei & Cheng, 2010). Dans le cas des analyses en trois dimensions pour les méthodes d'équilibre limite, l'identification de la surface la plus critique est toujours problématique. Malgré tout, normalement, les résultats obtenus des analyses utilisant ces deux méthodes sont similaires (Yingren, Z., Shangyi, 2004). Il apparaît donc que ces deux méthodes ont chacune leurs forces et faiblesses qui leur sont propres.

Il est donc souvent recommandé d'utiliser en combinaison les méthodes analytiques et la modélisation numérique afin de pouvoir combiner les avantages propres à chaque méthode et afin de pouvoir, dans une certaine mesure, valider les modèles numériques.

## Conclusion

L'instabilité du talus et les méthodes d'évaluation de la stabilité à la rupture consistent à considérer l'ensemble des facteurs qui influent sur la stabilité et les forces qui assurent l'équilibre d'un certain volume de sol ou de roche dans le talus. Elles font l'hypothèse que la résistance maximale au cisaillement du sol ou de la roche est mobilisée simultanément tout le long de la surface de rupture. L'état de stabilité du talus est caractérisé par un facteur de sécurité FS qui calculé par différents méthode.

## Chapitre III. Présentation Du Site D'étude

### Introduction

Dans ce chapitre, nous développons deux axes sur la base des analyses documentaires et des données recueillies sur terrain. Le premier se base sur la connaissance de la situation géologique et hydrogéologique afin de déterminer toutes les structures qui peuvent influencer la stabilité de la zone en question. Le second axe concerne la méthode et les paramètres d'exploitation qui sont eux aussi des critères à considérer lors de l'évaluation de la stabilité. Ces deux axes, nous permettent de faire une première appréciation de l'état actuel sur la zone d'étude.

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

#### III.1.1 Situation Géographique

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 limitrophe avec les wilayas de Bouira et Bordj Bou Arreridj 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 variés : massif des Bibans et monts du Hodhna au nord, dépression du chott El-Hodna au centre et l'Atlas saharien dans sa partie méridionale (Figure III.1); la localité de la commune Hammam Dalaa, lieu d'implantation du projet de cimenterie LAFARGE, 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.

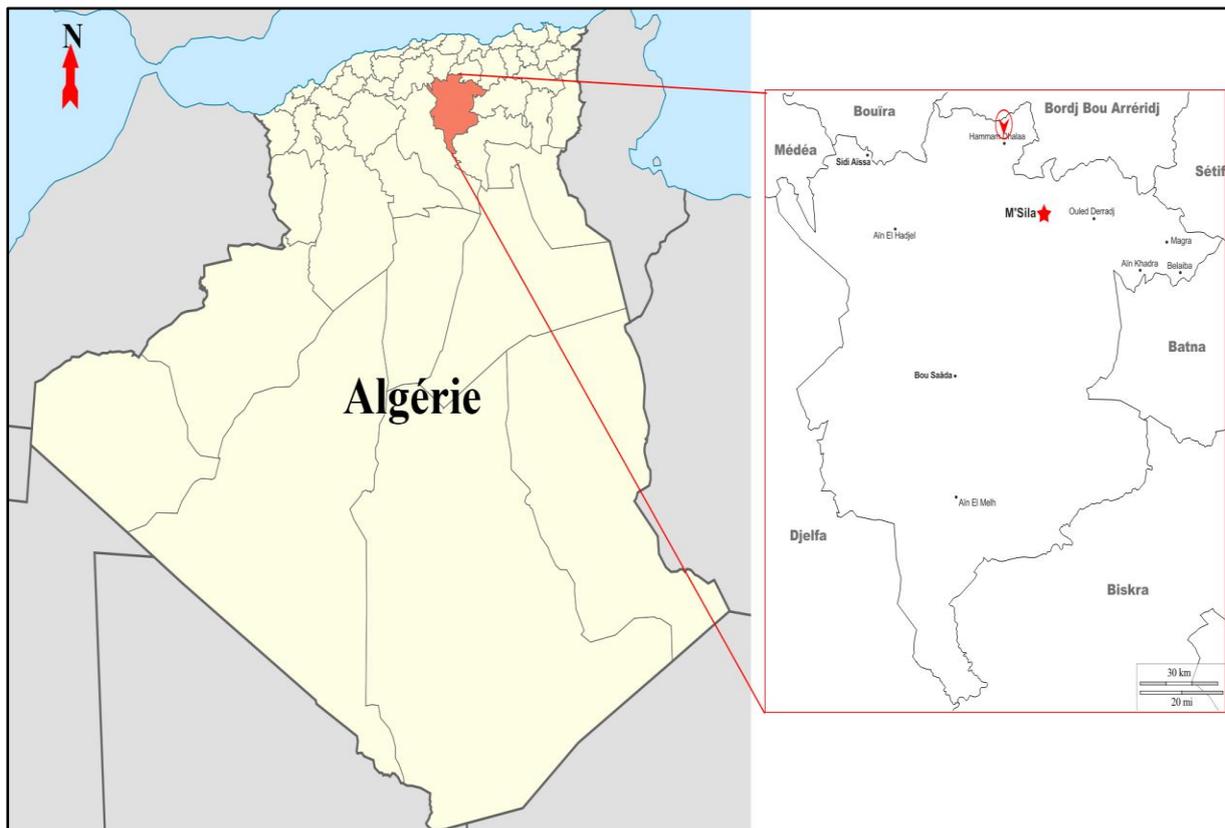


Figure III.1. Situation géographique de la wilaya de Msila.

III.1.2. Géologie de la région

La région du site fait partie du versant méridional des monts du Hodhna, eux même compris dans l'Atlas tellien. Sur le plan géologique, la région est constituée de formations sédimentaires du secondaire et du tertiaire gisant sous forme monoclinale avec un pendage général vers le Sud. Les principales formations observées dans la région du site sont du plus ancien au plus récent :

- **Crétacé inférieur** : Les formations du crétacé qui affleurent au Sud du site sont composées essentiellement de calcaires et dolomies du Barrémo-Aptien et de dolomies, grès et argiles de l'Albien;

- **Miocène inférieur** : Il débute par une série continentale de marnes grises puis par des grès alternant avec des marnes et argiles. A la base se dispose une série essentiellement marneuse avec des grès et des calcaires à algues et huitres; Du point de vue tectonique, la région à une structure simple avec des couches pendant uniformément vers le Sud sous un angle de 10 à 20°. La tectonique disjonctive est peu développée au niveau du site.

Du point de vue sismique, la région est classée dans la catégorie « zone d'aléa sismique IIa, d'intensité faible à moyenne »

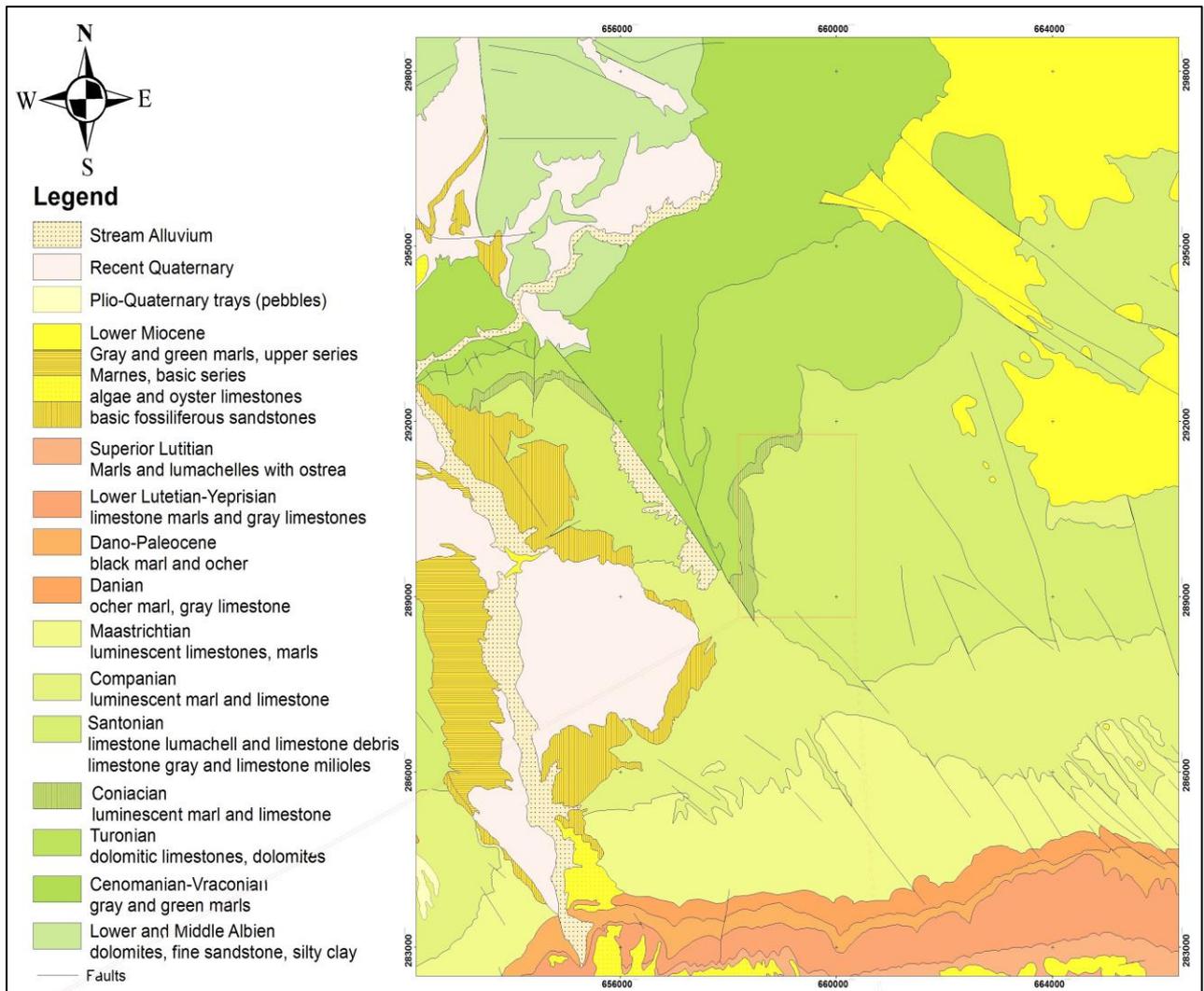


Figure III.2. Carte géologique régionale (Zahri et al 2019)

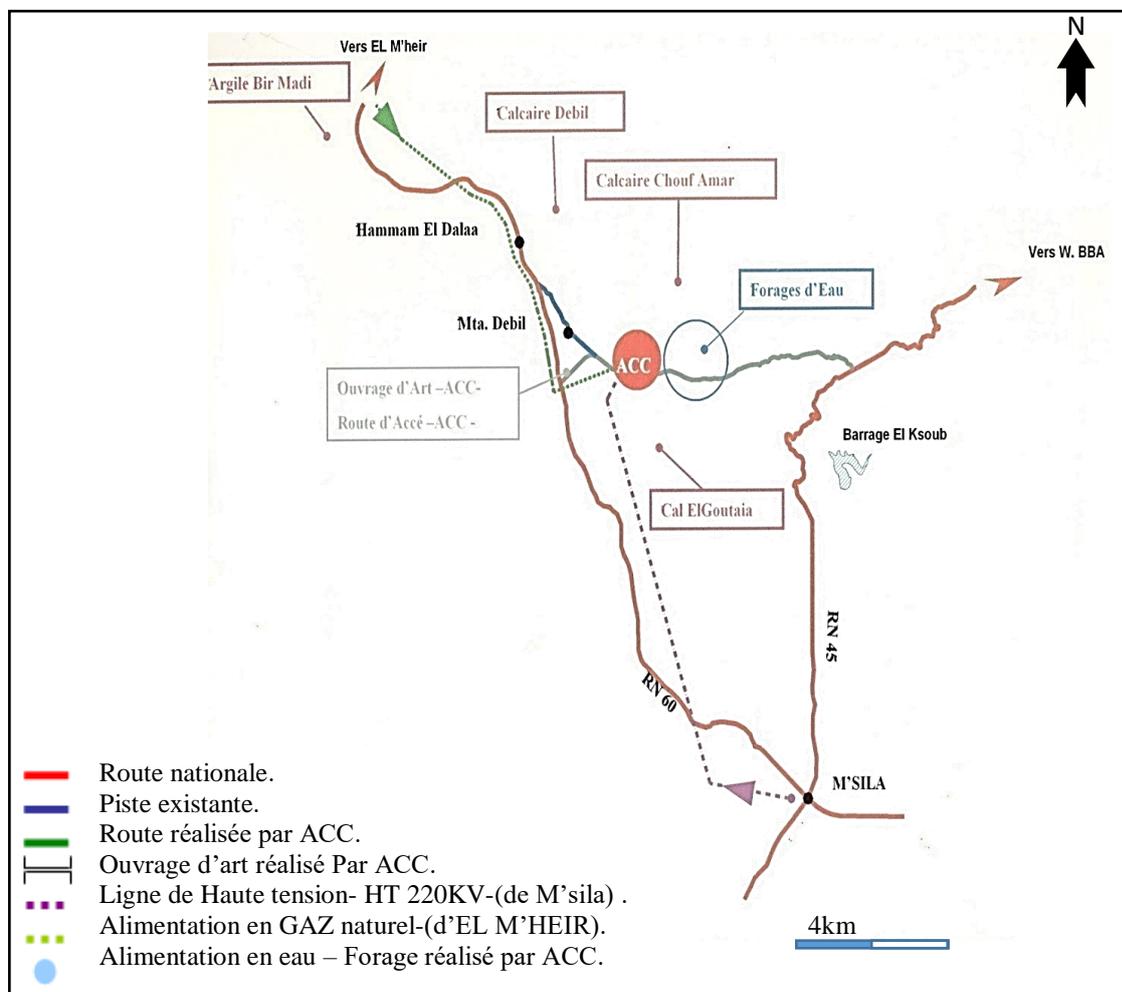
**III.1.3 Situation administratif et morphologique de gisement Chouf Amar**

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) (Fig.III.3).

Il est circonscrit dans un protéiforme de 14 points dont les coordonnées UTM, d'après la carte topographique n° 140 et 141 au 1/50.000 (Fig.III.4), sont les suivants (Tableau III.1) :

**Tableau III.1.** Coordonnées UTM du gisement de Chouf Amar.

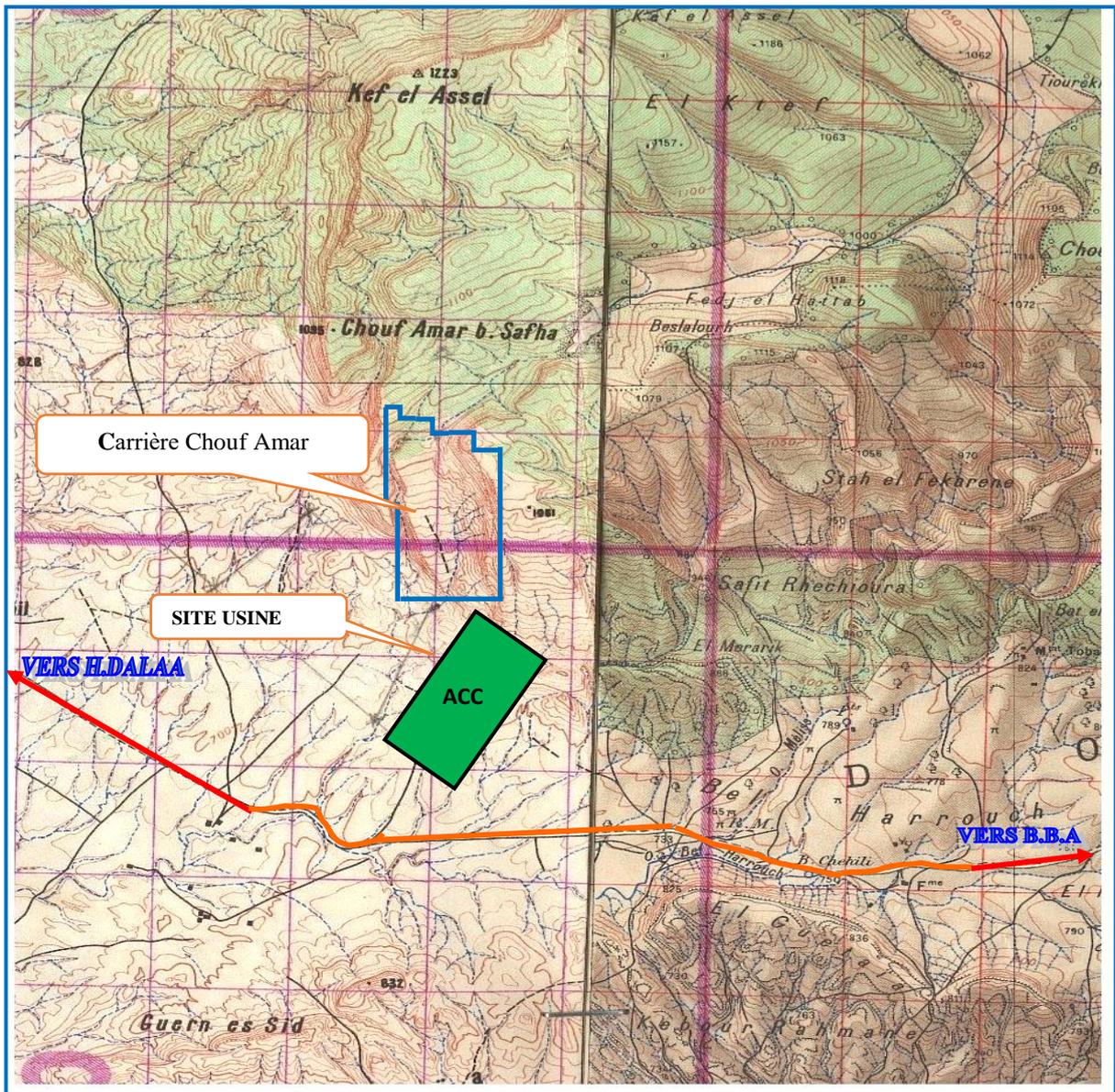
N° de point	X.	Y.	N° de point	X.	Y.
1	632 500	3 973 200	8	631 500	3 973 500
2	632 500	3 972 100	9	631 900	3 973 500
3	631 300	3 972 100	10	631 900	3 973 400
4	631 300	3 972 800	11	632 100	3 973 400
5	631 200	3 972 800	12	632 100	3 973 300
6	631 200	3 973 600	13	632 300	3 973 300
7	631 500	3 973 600	14	632 300	3 973 200



**Figure III.3** Localisation de gisement de Chouf Amar

Morphologiquement, le gisement de calcaire de Chouf Amar 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 83°) sous un angle de pendage de 10 à 15° vers le SSE (N 120°) séparés par un talweg relativement profond et délimités par deux butes qui en constituent la limite méridionale.

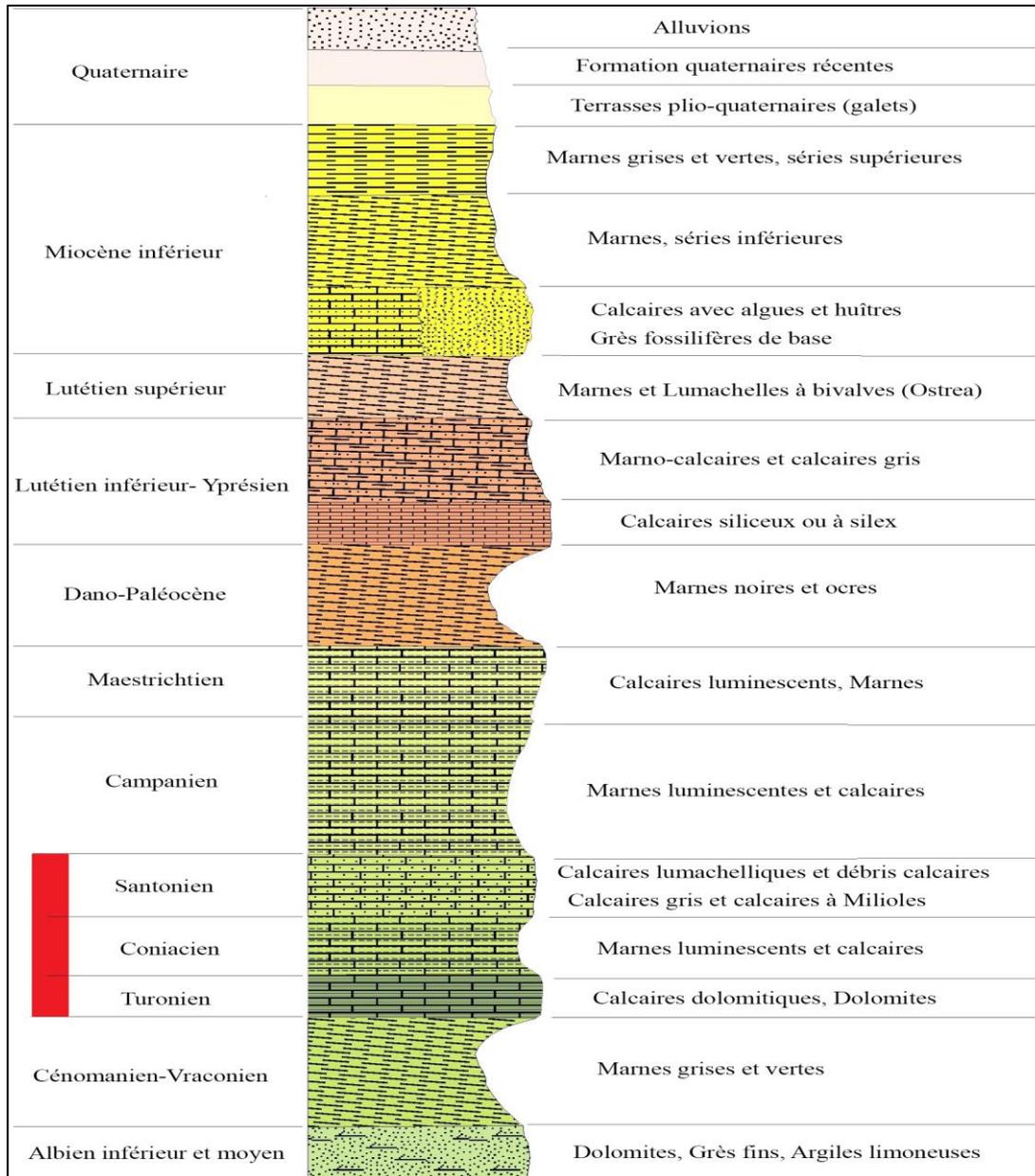
Il couvre une superficie de 159 ha cernée de corniches bien visibles dans le paysage et recouverte en grande partie par une nappe alfatière parsemée de quelques conifères, vestiges d'un forêt autrefois certainement plus dense qu'elle ne l'est à l'heure actuelle.



**Figure III.4.** Extrait des cartes topographiques n°140 et 141, Echelle 1/50.000 plan de situation de gisement de calcaire de Chouf Amar.

**III.2. Litho stratigraphie du gisement de Calcaire.**

Des effleurements 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 du crétacé supérieur, plus précisément à l'émschérien (Fig. III.5).



**Figure III.5.** Colonne stratigraphique de gisement de Chouf Amar (Zahri et al 2019)

---

La matière utile est représentée par série attribuée à l'émschérien (crétacé supérieur) et consiste en une alternance rapide de bancs de calcaire, calcaires marneux, marnes calcaires et plus de marnes, gisant en monoclinal doux sous un pendage de 10 à 12° vers le SSE. La série est subdivisée conventionnellement en 4 couches, les 3 couches C1, C2 et C3 sont exploitable et la quatrième couche pas exploitable (une puissante assise franchement marneuse dénommée C4 comme substratum) (Fig. III.6):

**COUCHE N 1(C1).** Elle affleure sur tout le gisement sauf dans la partie SW (Sondages A2, Ex.A1, et Ex B1) où ne subsistent que les couches C2 et C3. Conventionnellement, sa limite inférieure est fixée au toit d'une couche marneuse repérable dans tous les sondages (sauf Ex-A1, A2 et Ex-B.1). Sa puissance maximale atteinte 44.9 m (E.2). En moyenne, sur l'ensemble du gisement, la puissance est de 24.32 m. Elle est constituée de bancs calcaire gris à gris sombre, compact, dur, cristallin, localement fossilifère, séparés par de minces passées marneuses et admettant un banc de marne très riche en SO<sub>3</sub>.

**COUCHE N 2(C2).** Sa limite inférieure est fixée au toit de la couche franchement calcaire C3. Sa puissance moyenne, sur l'ensemble du gisement, est de 29.6 m. Elle est constituée d'une série de bancs de calcaire gris sombre, marneux, localement noduleux, souvent fossilifère, intercalant d'une couche marneuse et surmonté par un banc marno-calcaire assez riche en SO<sub>3</sub>. Ce banc dont l'épaisseur moyenne est de 3.2 m a une teneur en CaO de 33.7% et en 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 sa puissance réduite.

**COUCHE N 3(C3).** Sa limite inférieure est fixée au toit de la série marneuse inférieure et sa limite supérieure se situe à la base d'un banc de calcaire fortement fossilifère de la couche C2. Sa puissance varie de 9.2 m (Ex.A1) à 17.90 m (B-7.). En moyenne, elle n'est que de 16.m. Qualitativement, la couche inférieure C3 présente les meilleures caractéristiques de CaO en moyenne de 61.46%

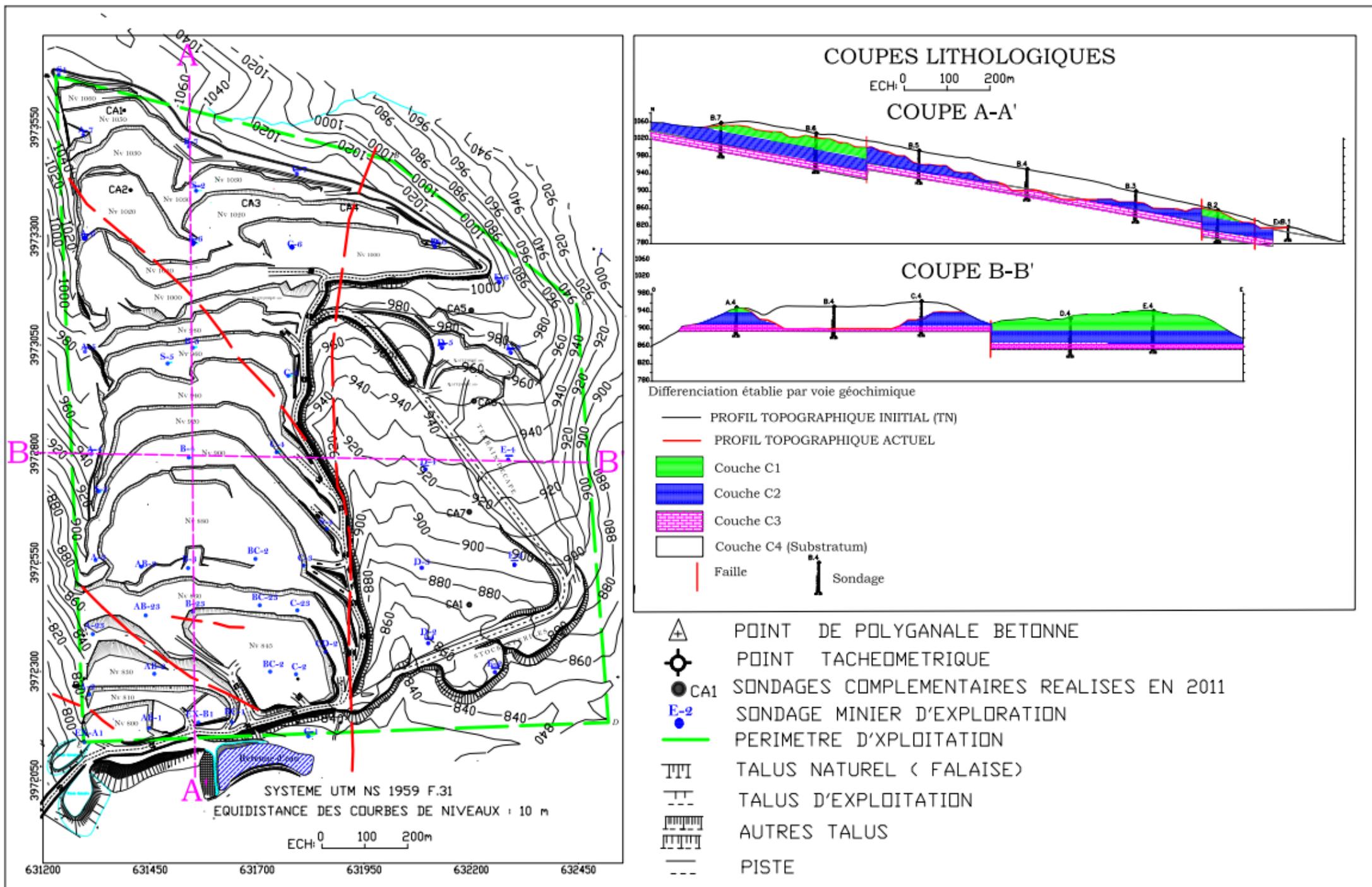


Figure III.6. Carte topographiques et coupe lithologique de différente couche de gisement de Chouf Amar

### III. 3 Structure et tectonique du gisement

Le gisement de calcaires de Chouf Amar est localisé dans la terminaison périclinale occidentale, fortement perturbée de l'anticlinorium des monts du Hodhna 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.

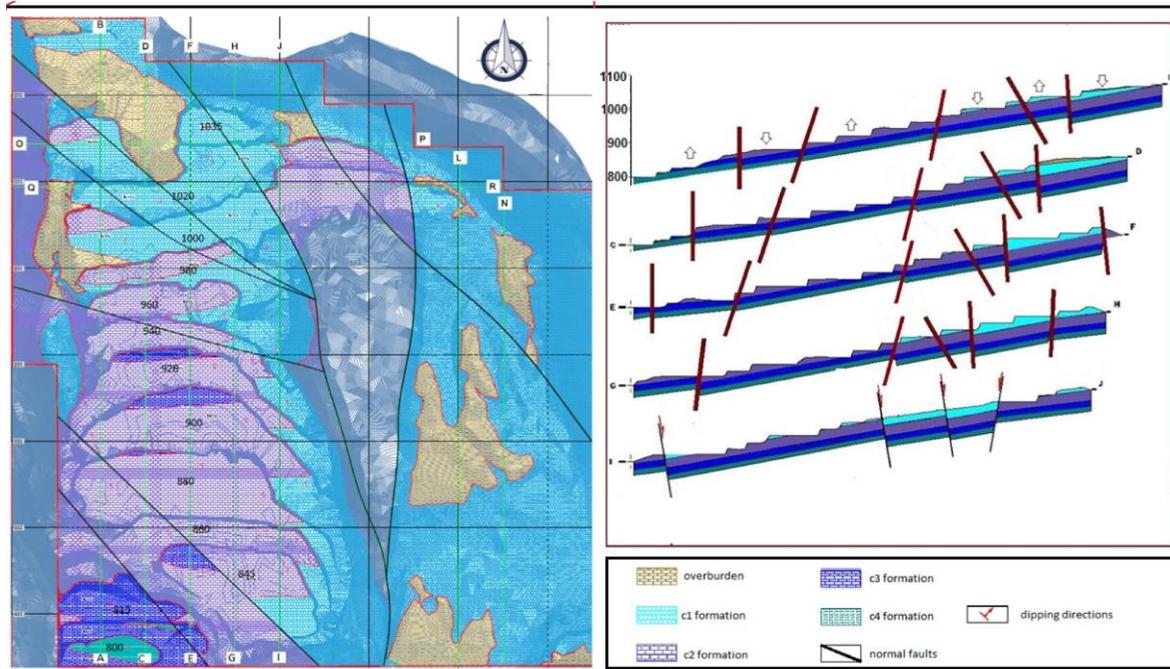
Localement le gisement Chouf Amar, il se présente sous forme d'un monoclinale de direction longitudinale gisant sous un pendage de 10 à 12 degrés plongeant vers le SSE.

Sur le plan tectonique de ce gisement une faille orientée NO-SE scinde le gisement en deux secteurs (Fig. III.7)

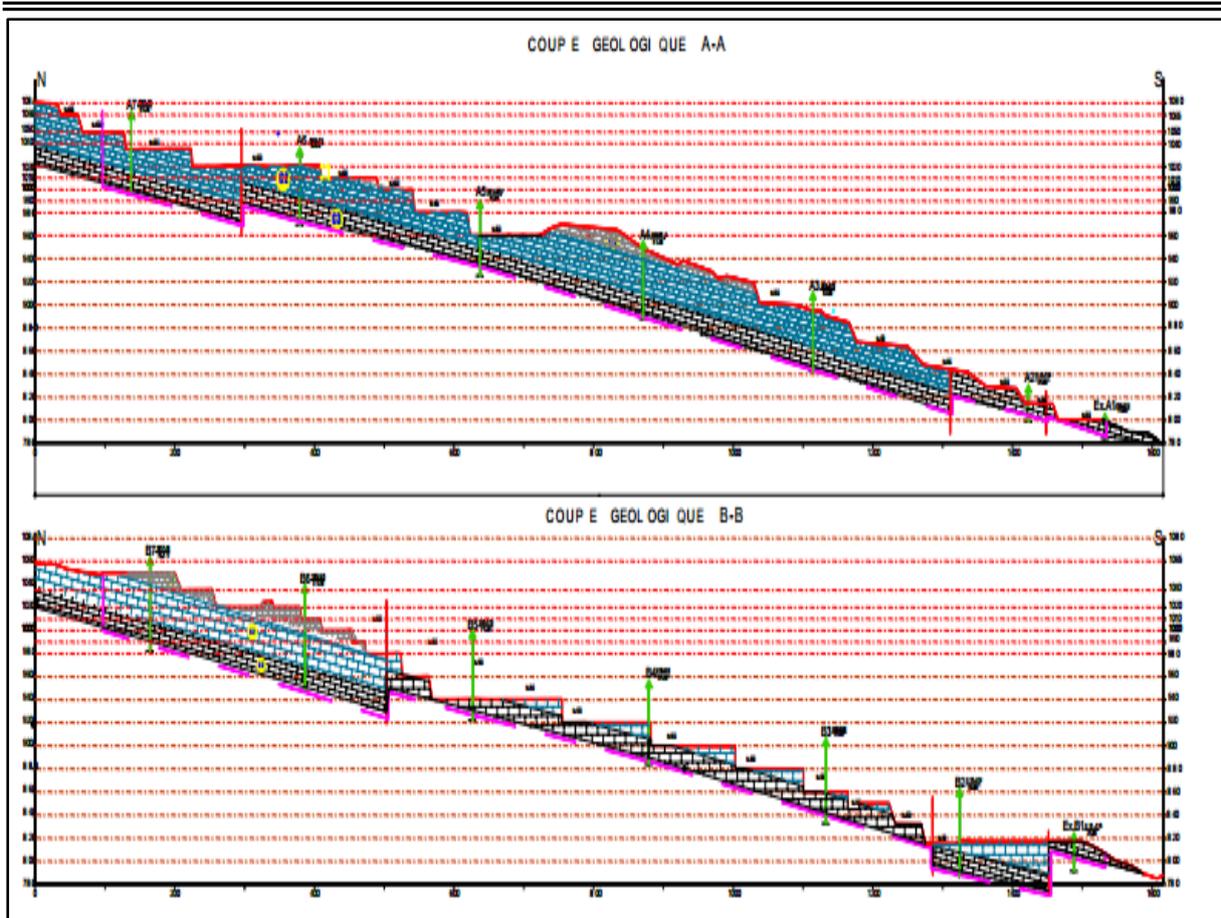
Le secteur Est serait exempt d'accidents tectoniques. Par contre au secteur Ouest trois accidents tectoniques sont reconnus sur la carte géologique N°141 de Tarmount:

- 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, subtransversale aux courbes de niveau du niveau 940 au niveau 1040.

Au cours d'exploitation et l'avancement des travaux vers la partie sommitale, plusieurs failles et des cassures, des macros fissures ont été engendrés.



**Figure III.7.** Plan structural schématique montrant les failles (Zahri et al 2019)



**Figure III.8** Coupes géologiques AA-BB Nord Sud de gisement de calcaire Chouf Amar au cours d'exploitation.

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.

### III.4 Condition hydrogéologique de gisement

Compte tenu de leur position topographique sur les parties sommitales des reliefs, leur inclinaison vers le Sud, les calcaires du gisement de Chouf Amar peuvent constituer un réservoir propice à accueillir un aquifère, ceci et étagé par du moindre suintement d'eau à la base des calcaires, notamment le long des falaises, et les faibles pertes 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.

#### III.4.1 Précipitations

La région de M'sila vit les conditions climatiques changeable, où les montagneuses du Hodhna avec l'influence du climat méditerranéenne. De ce fait, il tombe moyenne de pluies, soit 200 à 300 mm d'eau par la saison avec des maximums durant les mois d'automne et d'hiver. Le printemps et l'été est presque souvent sec.



**Figure III.9** Les précipitations annuelles à la station de M'sila (2000 – 2015) (Station météorologique de M'sila)

Le climat est continental avec une amplitude moyenne de 26°C entre les mois de Janvier et Juillet. En hiver les gelées sont assez rares, mais la température dépasse fréquemment 38°C au cours des mois de juillet et août. Le climat est capricieux, certaines années sont marquées par un régime franchement de la région des Hauts Plateaux avec de moyenne chutes de pluies, Les statistiques des dernières années montrent que :

1) Durant la saison froide (1 à 3 mois) des minimums absolus sont compris entre +5.5°C (février 2002) et 10.7°C (avril 2010) sont enregistrés. 2) Les maximums absolus sont compris entre 14°C (Janvier 2003) et 43°C pendant la saison sèche.

---

---

### III.5 Aperçu sur l'exploitation de gisement de calcaire Chouf Amar

La société Spa Lafarge Ciment de Msila dont dépend la carrière auditée fait partie de Lafarge qui est un groupe industriel français, leader mondial dans le secteur de la production de ciment en Algérie, le groupe est présent dans trois activités principales : Ciments (LAFARGE·CILAS...), plâtre (COLPA), granulats et béton (LBA)

LAFARGE exploite la Cimenterie de M'sila qui a une capacité de production annuelle réalisée est 4 200 000 des tonnes par an pour alimenter l'usine, LAFARGE dispose de six carrières des matières premières : calcaire (Chouf Amar, Debil, El Goutaia), argile (Bir Madhi) et gypse (Chaiba -W.Biskra)

L'exploitation de calcaire à la carrière Chouf Amar débuté en 2003, avec une capacité de production annuelle réalisée est 2 000 000 des tonnes par an, l'évaluation des réserves totales avant le début d'exploitation est estimée de 232 millions des tonnes avec une durée de vie totale de 60 ans. La planification de cette cimenterie basée essentiellement sur les prévisions d'amélioration des techniques d'exploitation et d'optimisation de la qualité et quantité des produits pour satisfaire les besoins de marché par production visé dans les moyenne durée 2015 -2025 qui a une capacité de 5 (MT/an) de ciment.

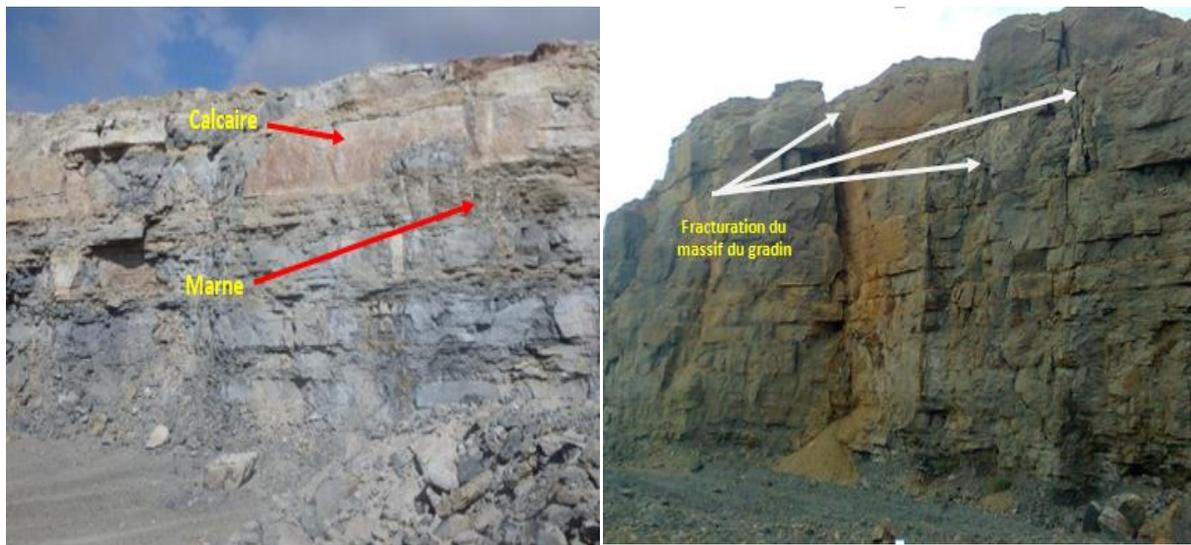
Selon le plan topographique, le site de Chouf Amar est caractérisé par un relief montagneux avec un angle de flanc de coteau qui varie entre 6° à 15°. Etant donné que le gisement de Chouf Amar à M'sila est un relief montagneux, alors le mode d'ouverture choisi pour ce type de gisement est l'ouverture par demi tranchée d'accès à partir de niveau 768 (m) jusqu'au sommet, le choix de la forme du tracé dépend de la pente des dimensions du flanc de coteau et de la demi-tranchée dans la carrière montagneuse, on utilise les tracés en forme de spirale.

La méthode d'exploitation a été adoptée dans la carrière de Chouf Amar se fait en partant du bas à partir du niveau 765 m jusqu'au sommet (niveau 1060m)(Fig.III.10), par des gradins des hauteurs et angles varient de 15 à 20 m et 60° à 85° respectivement. C'est une méthode d'exploitation simple à deux bords exploitables selon les travaux de forage et de tir, le premier est dans la partie Est de la carrière et la deuxième dans la partie Ouest, le développement des travaux d'extraction oriente vers le Nord.

### III.6 Instabilité du massif rocheux de la carrière de Chouf Amar

Dans la carrière de Chouf Amar, le massif rocheux est fortement fracturé. De plus, la présence de bancs marneux, intercalés parmi les calcaires et des structures importantes sont observées notamment sur la côté sud où les calcaires sont affectés par des failles (Fig.III.11), et ceci peut produire différents types de rupture du talus des gradins (Zahri et al 2019), (Aissi et al 2019).

Le cas d'étude porte sur plusieurs ruptures planaires observée au cours d'extraction. Ces ruptures planaires ont été observées dans différentes niveaux (Annexe 7).



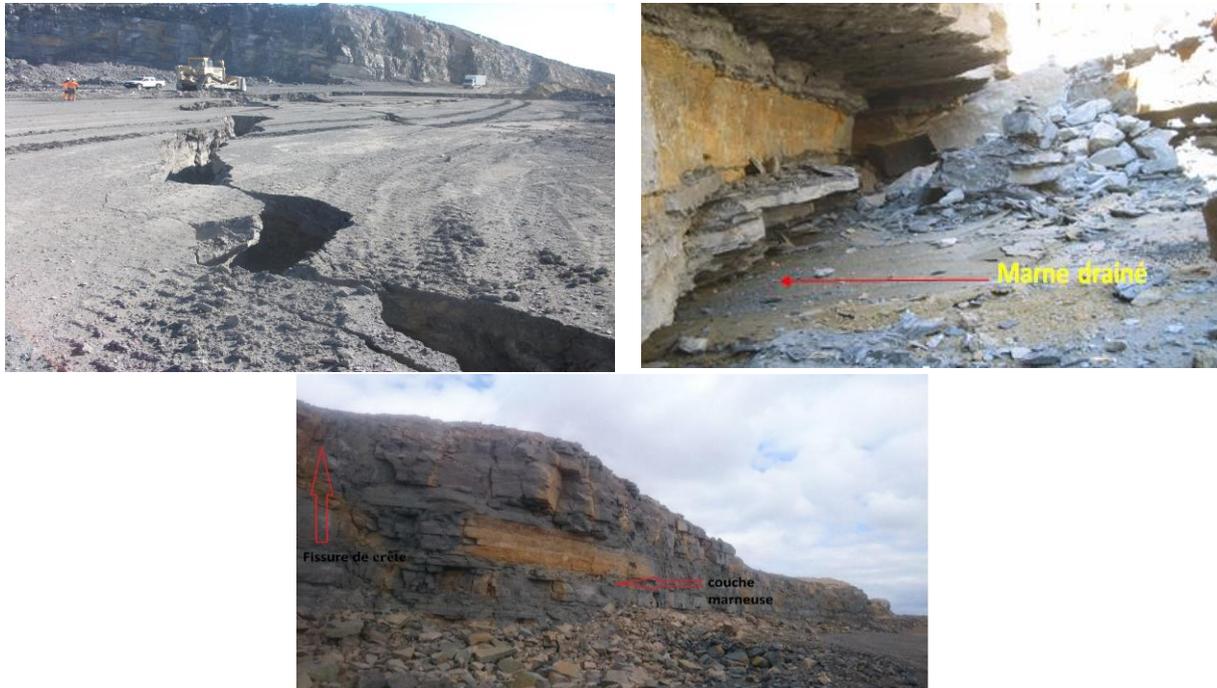
**Figure III.11** schéma représente les fractures et l'intercalation marneuse dans les gradins

Aucune cause immédiate (séisme, pluies abondantes ou variations importantes de température) n'a été directement associée avec le phénomène observé. Dans cette situation, les mécanismes de rupture s'expliquent mieux par une répétition de petits événements (altérations graduelles des propriétés des éléments structuraux).

De façon générale, la rupture semble associée à une combinaison de facteurs qui a mené à une diminution graduelle des propriétés du massif rocheux et finalement à l'instabilité des talus. Parmi ces facteurs, notons les effets cumulatifs des vibrations des dynamitages de production, le sens opérationnel du Sud vers le Nord, sens contraire au pendage de toutes les formations et la présence de bancs marneux, intercalés parmi les calcaires avec infiltration des eaux de précipitation, facilite et surtout accélère ce mouvement. (Castiaux, 2015) (Aissi et al 2019)



L'effet de l'eau dans les analyses de stabilité est important et ne doit pas être négligé. En effet, de fortes pluies sont généralement recensées juste avant de nombreuses instabilités de la carrière. De telles précipitations ont également été observées juste avant le glissement de la carrière de Chouf Amar. L'effet de l'eau est important, car elle réduit la résistance au cisaillement des discontinuités et fragile les massifs rocheux.



**Figure III.12.** Couche de Marnes qui a été la cause du glissement de 2015 dans la carrière. La présence de bancs marneux, intercalés parmi les calcaires, facilite et surtout accélère ce mouvement. Les propriétés mécaniques des marnes étant nettement plus plastiques que celle des calcaires en présence d'eau, diminuent fortement toute friction interne entraînant le glissement. La concentration d'eau après averse, surtout dans l'enceinte de la formation géologique C2 et du bas de la formation C1 (Castiaux, 2015)

## Conclusion

La région du site fait partie de versant méridional des monts du Hodhna, eux même compris dans l'Atlas tellien. Sur le plan géologique, la région est constituée de formation sédimentaire secondaire et du tertiaire gisant sous forme monoclinale avec un pendage de 10 à 12 degrés plongeant vers le SSE. La nature des terrains est fracturée, ce paramètre très important peut provoquer diminution graduelle des propriétés du massif rocheux avec combinaison des autres facteurs et finalement l'instabilité des talus, dont il faut tenir compte dans une étude de stabilité dans la prochaine chapitre.

---

---

## Chapitre IV. Classification et modélisation numérique de stabilité des massifs rocheux de la carrière de Chouf Amar

### Introduction

L'étude de la stabilité d'une mine (ou carrière) permet d'analyser l'état de stabilité afin d'assurer un milieu sécurisé pour les travailleurs et une exploitation optimale. Le control et la surveillance permettent de suivre l'évolution des travaux et d'assurer leur progression dans les meilleures conditions préalablement établies.

L'analyse de la stabilité des talus à ciel ouvert 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). Aujourd'hui de nombreux logiciels permettent d'analyser la stabilité des pentes sont basés sur des méthodes et des hypothèses de calculs et fournissent des informations différentes, selon la base de leur calcul ce qui rend leurs utilisations beaucoup plus rapides et plus accessibles.

L'objectif de cette partie est d'étudier la stabilité de la carrière de Chouf Amar d'une part, et d'autre part, vu que plusieurs glissements de terrain survenus au cours des années précédentes a perturbé l'exploitation on va analyser les glissements du point de vue géotechnique et d'identifier les causes plausibles qui ont influencé ces derniers. Notre étude suivra l'ordre chronologique suivant :

- d'abord, un travail de terrain permettra l'acquisition des données, le long du front de taille de la carrière de Chouf Amar dans les différents niveaux. La structure du massif de la carrière est abordée de façon à déterminer les orientations des différentes familles de discontinuités et leurs espacements.
- Ensuite, une classification empiriques (ou géomécanique) de notre site, par l'application des différents systèmes, soit RQD (Rock Quality Design), le RMR (Rock Mass Rating), GSI (Geological Strength Index) et le SMR (Slope Mass Rating) des différentes couches qui le constituent ce qui nous a permis d'avoir une connaissance sur la qualité des massifs rocheux afin de vérifier la stabilité par projection stéréographique.
- Enfin, une analyse de stabilité sera effectuée par deux approches différentes : Approche analytique par la méthode d'équilibre limite (Slide 6), et approche numérique on utilisant deux méthodes : la méthode des éléments finis (Phase 2) et la méthode des différences finis (Flac) afin de valider les résultats trouvées par les approches précédentes.

### IV.1 Collecte et traitement des données structurales de la carrière

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 de la carrière de Chouf Amar 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 affleurant à la surface du front de taille des différents niveaux (Fig.IV.1). Pour les paramètres géologiques (rugosité et altération), elles sont estimées en comparant l'apparence de la surface de la discontinuité avec des profils standards publiés par (Barton, 1974). La distinction des discontinuités naturelles des discontinuités artificielles créées par des activités de forage, de tirs ou d'excavation est l'une des étapes les plus difficiles dans le cadre de réalisation de cette étude.

Les différentes formations rocheuses rencontrées à travers le front de taille de la carrière sont : Calcaire C1, Calcaire C2, Calcaire C3 et intercalation de couche de Marne.



**Figure VI.1.** Collecte des données structurales dans la carrière.

La deuxième étape de notre travail consiste à l'exploitation des données acquises lors de cette campagne. 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). Nous avons fusionné les données de différentes levées de fissuration pour chacun des deux faciès de calcaire et marnes. Les données sont ensuite introduites dans un logiciel basé sur la projection stéréographique permettant de synthétiser et représenter des orientations des discontinuités sur le site d'étude (Fig. IV.2). Ce qui nous a permis d'avoir une idée générale sur la fracturation dans notre site d'étude. Cette tâche est réalisée à l'aide du logiciel DIPS V6.

Les différentes formations rocheuses de la carrière de Chouf Amar présente les concentrations de pôles qui correspondent les familles de discontinuités récapitulées dans le tableau IV.1.

**Tableau IV.1.** Orientation des familles de discontinuités les plus importantes dans la carrière

	Calcaire C1		Calcaire C2		Calcaire C3	
	Pendage (°)	Direction de pendage (°)	Pendage (°)	Direction de pendage (°)	Pendage (°)	Direction de pendage (°)
Famille 1	73	266	74	202	23	59
Famille 2	34	327	80	255	14	334
Famille 3	26	205	77	145	16	290
Famille 4	-	-	71	113	-	-

Les digrammes stéréographiques des différentes discontinuités dans le faciès calcaires montrent une répartition relativement hétérogène des pôles et des plans de discontinuités.

L'étude des discontinuités, ainsi que les données récoltées au niveau des affleurements améliora l'interprétation et la compréhension de la structure et des conditions géotechnique de massifs rocheux.

## IV.2 Classifications du massif de la carrière de Chouf Amar

Dans cette section , nous avons récoltés des échantillons représentatifs de notre terrain d'étude sur les différentes formations rocheuses rencontrées dans les gradins qui affleurés à la surface terrestre et en cours d'exploitations ; ces échantillons sont soumis à des essais au laboratoire (Laboratoire des Mines, Métallurgie et des Matériaux (L3M), Annaba) pour la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches. La compilation de ces données a permis de classier le massif rocheux à l'aide des différents systèmes, soit le RQD (Rock Quality Design), RMR (Rock Mass Rating), GSI (Geological Strength Index) et le SMR (Slope Mass Rating).

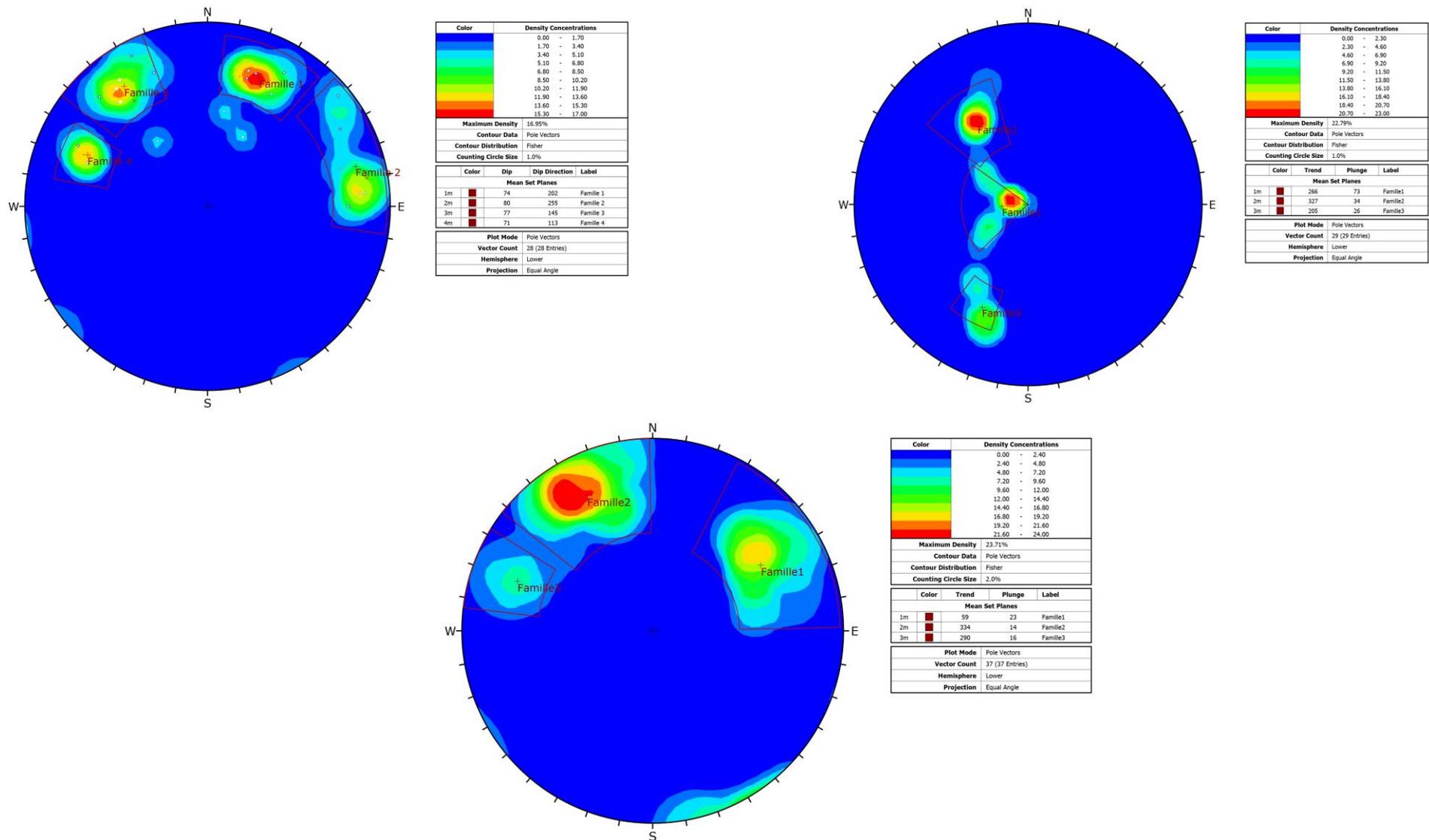


Figure IV.2 Projection stéréographique des discontinuités des couches C1, C2 et C3.

### IV.2.1 Classification RQD (*Rock Quality Design*) du massif rocheux de la carrière

Le RQD est défini comme le pourcentage des parties intactes de plus de 10 cm de longueur par rapport à la longueur totale des carottes extraites du forage. Dans la carrière de Chouf Amar les carottes n'existent plus. Dans ce cas, lorsque les carottes ne sont pas disponibles mais les discontinuités sont visibles à la surface d'exposition (face libre du gradin), le RQD peut être estimé à partir du nombre de discontinuités par relevé linéaire (Priest et Hudson, 1976). La méthode consiste à placer manuellement une traverse (en pratique c'est décimètre en ruban) représentée par une ligne rouge (figure IV.3) à l'horizontale sur la paroi rocheuse. Soit  $L$  la longueur de la traverse de long d'une ligne de mesure,  $N$  est le nombre de fractures. Le RQD s'écrit comme suit :

$$\text{RQD} = 100 e^{-0,1 \lambda} (0,1 \lambda + 1) \quad (\text{IV.1})$$

Ou :

$\lambda$ : fréquence linéique de discontinuité,  $\lambda = N/L$  (Fissure/mètre),

Toutes les discontinuités qui viennent intercepter cette traverse sont caractérisées par leur « pendage / direction de pendage », leur longueur, leur rugosité, leur espacement, leur ouverture et leur altération. L'inconvénient le plus important de cette méthode tient au fait que l'orientation de la traverse ne permet pas d'échantillonner les joints subhorizontaux et les joints qui ont une direction de pendage sub-perpendiculaire à la direction de la traverse. Mais cette méthode reste encore la plus utilisée, car elle est pratique et nécessite peu d'équipement.

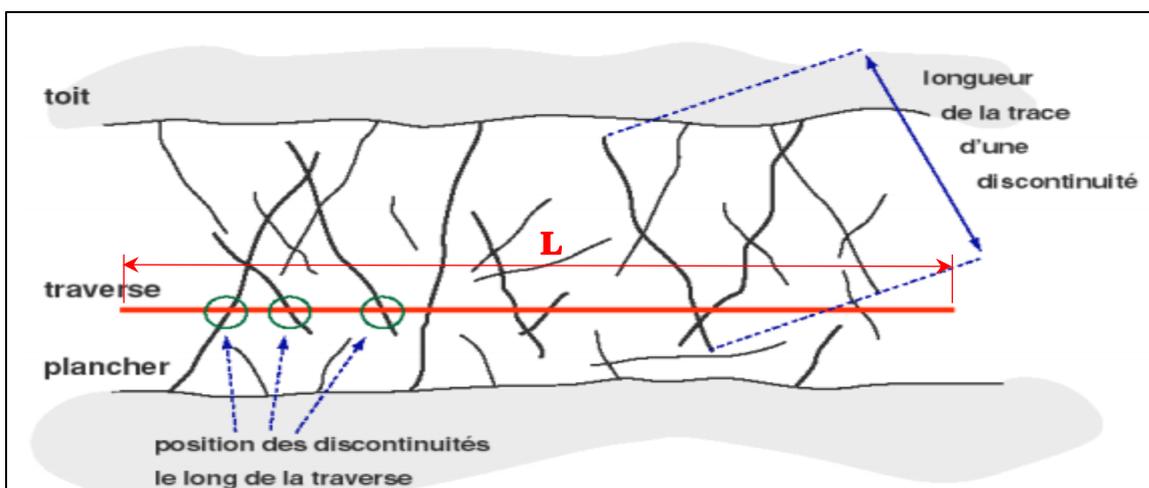


Figure IV.3. Relevée structurale linéaire (Wyllie et Mah, 2004)

Les résultats de RQD de différentes formations rocheuses sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.2.** Résultats de RQD de différentes couches

Couches	Fréquence moyenne	Espacement moyenne	RQD	Qualité
<b>C1</b>	10.2	0.09	72.84	moyenne
<b>C2</b>	18	0.05	46.28	médiocre
<b>C3</b>	14.3	0.06	58.15	moyenne
<b>Marne</b>	19.54	0.05	41.85	médiocre

D'après l'analyse des paramètres RQD on constate que le massif est formé principalement par trois couches de calcaires et une intercalation marneuse dont la qualité varie de médiocre à moyenne.

#### IV.2.2 Classification RMR (*Rock Mass Rating*) du massif rocheux de la carrière

La classification de Bieniawski prévoit l'évaluation de différents paramètres pour chacun desquels un coefficient numérique. La somme de ces coefficients détermine la valeur du RMR, qui peut varier entre 0 et 100. Cette valeur est divisée en cinq classes qui décrivent la qualité du massif rocheux. D'un extrême à l'autre, on passe de la classe 1, pour un RMR compris entre 81 et 100, qui est décrite comme une roche de très bonne qualité à la classe 5 pour un RMR inférieur à 20 et qui correspond à une roche de très mauvaise qualité. Le tableau suivant détaille l'évaluation de la classification géomécanique RMR pour les différentes formations rocheuses (Annexe 2,3 et 4).

**Tableau IV.3.** Classification RMR de différentes couches de la carrière

	Notes des paramètres					
	Résistance à la compression, (MPa)	RQD (%)	Nature des joints	Espacement des joints	Hydrogéologie	RMR <sub>base</sub>
Couche C1	<b>7</b>	<b>13</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	65
Couche C2	4	8	20	0	15	47
Couche C3	4	13	20	10	15	62
Marnes	2	8	10	0	15	35

D'après les résultats du RMR<sub>base</sub>, on déduit que les couches C1 et C3 ont une bonne qualité. En revanche la couche C2 à une qualité moyenne et la marne est de qualité médiocre.

**IV.2.3 Classification GSI (*Geological Strength Index*) du massif rocheux de la carrière**

L'indice GSI sert à estimer la réduction de résistance du massif rocheux pour différentes conditions géologiques.

$$\text{GSI} = \text{RMR}' - 5 \quad \text{si } \text{RMR}' > 23 \quad (\text{IV.2})$$

$$\text{RMR}' = A1 + A2 + A3 + A4 + 15 \quad (\text{IV.3})$$

Les résultats de classification par le GSI du massif rocheux dans la carrière de Chouf Amar sont présentés dans le tableau IV.4 avec les classes correspondantes.

**Tableau IV.4** Classification GSI de différentes couches de la carrière

couche	RMR'	GSI	Qualité
Calcaire C1	65	60	Bonne
Calcaire C2	47	42	Moyenne
Calcaire C3	62	57	Bonne
Marnes	35	30	Mauvaise

Les résultats des classifications par GSI nous indiquent que le massif rocheux de la carrière de Chouf Amar est constitué de formation des différentes qualités de bonne, moyenne à mauvaise.

**IV.2.4 Classification SMR (*Slope Mass Rating*) du massif rocheux de la carrière.**

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.

$$\text{SMR} = \text{RMR basic} + (F1. F2. F3) + F4 \quad (\text{IV.4})$$

Pour faciliter les calculs, (Riquelme et al, 2014) ont publié un format d'accès ouvert, une calculatrice programmée dans MS Excel pour le calcul des coefficients F1, F2 et F3 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 (Fig. IV.4). 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 M, 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).

<b>Basic RMR</b>	47	< █ >	
$\alpha_s$	245°	< █ >	
$\beta_s$	80°	< █ >	
$\alpha_j$ or $\alpha_i$	215°	< █ >	
$\beta_j$ or $\beta_i$	80°	< █ >	
<b>Auxiliar angles (degrees)</b>	<b>A</b>	30°	
	<b>B</b>	80°	
	<b>C</b>	°	
<b>Failure Type</b>	Wedge/Planar		
<b>Authors→ Coefficients ↓</b>	<b>Romana (1993)</b>	<b>Tomás et al (2007)</b>	
	<b>Discrete values</b>	<b>Continuous values</b>	
	<b>F<sub>1</sub></b>	0.15	0.33
	<b>F<sub>2</sub></b>	1.00	0.99
	<b>F<sub>3</sub></b>	-25.00	-30.00
<b>F<sub>1</sub> x F<sub>2</sub> x F<sub>3</sub></b>	<b>-4</b>	<b>-10</b>	
<b>Excavation method</b>	Smooth blasting		
<b>F<sub>4</sub></b>	8		
	<b>Discrete</b>	<b>Continuous</b>	
<b>SMR</b>	51	45	
<b>Class</b>	III	III	

Figure IV.4. Exemple d'affichage de l'application SMRTool.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant.

**Tableau IV.5**-Classification et description des classes SMR des gradins de formation rocheuses de la carrière de Chouf Amar

couche	Familles	Direction de Pendage	Note SMR	Stabilité	Rupture
Calcaire C1	Famille 1	266	69	stable	Quelques blocs
	Famille 2	327	71	stable	Quelques blocs
	Famille 3	205	69	stable	Quelques blocs
Calcaire C2	Famille 1	202	47	Partiellement stable	Quelques joints ou beaucoup de dièdres
	Famille 2	255	51	Partiellement stable	Quelques joints ou beaucoup de dièdres
	Famille 3	145	35	instable	Plan ou grand dièdre
	Famille 4	113	04	Complètement instable	Grand plan ou rupture circulaire
Calcaire C3	Famille 1	59	66	stable	Quelques blocs
	Famille 2	334	70	stable	Quelques blocs
	Famille 3	290	70	stable	Quelques blocs

Pour la couche de marne, les résultats de SMR sont présentés dans le tableau suivant

**Tableau IV.6.** Classification SMR du faciès de marne.

Couche	Marne					
Paramètres	RMR <sub>de base</sub>	F1	F2	F3	F4	SMR
Notes	30	0,15	1	-60	0	21

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 de calcaire C2 et la couche de marne, les autres couche C1 et C3 considérée comme des roches stable. 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 (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 la partie de modélisation numérique.

#### IV.2.5 Analyse de stabilité par analyse cinématique 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 (DIPS V6). Ce dernier permet de mieux visualiser les données d'une manière assez compréhensive, qui nous fournit l'occasion de délimiter 03 zones critiques concerne les ruptures planaires (Fig.IV.5), dièdres (Fig.IV.6), et Basculement (Fig.IV.7). A propos de ces trois modes, pour les deux premiers nous avons basé sur les travaux de (Markland, 1972 ; Hocking, 1976) modifiés par (Wyllie and Mah, 2004), et la troisième basé sur les travaux de Goodman (1989).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau IV.7

**Tableau IV.7.** Résultats de l'analyse cinématiques

	Glissement plane	Glissement en Dièdre	Basculement
Couche C1	-	F2	-
Couche C2	F4	F3&F1, F3&F4, F3&F2	-
Couche C3	-	-	-

On remarque que, une possibilité de glissement plane dans la couche C2 (F4) et différents glissements dièdres dans même couche et seul possibilité dans la couche C1 (glissement en dièdres de F2).

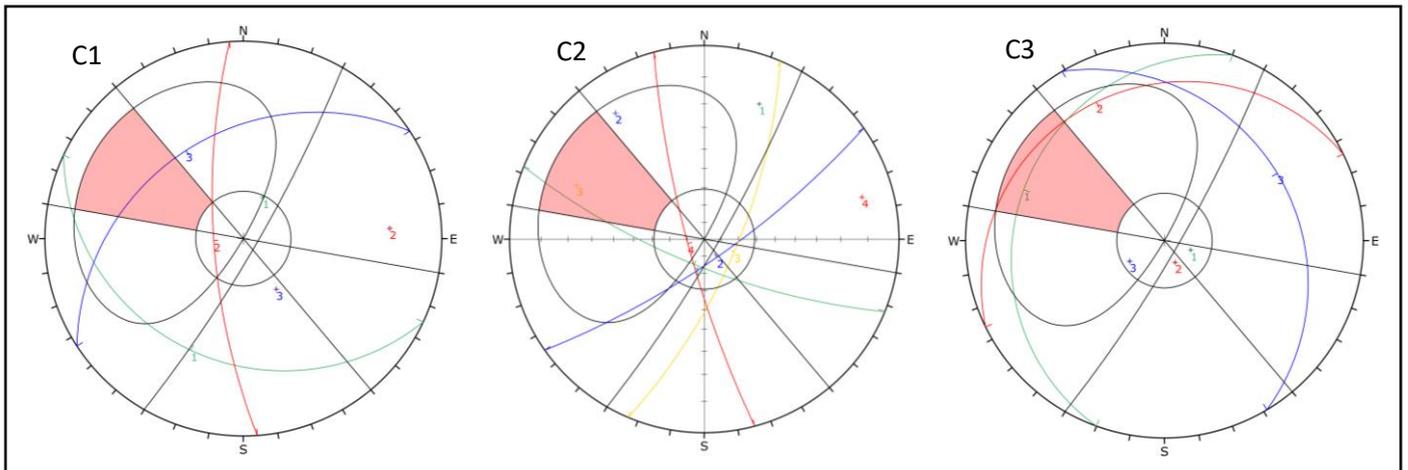


Figure IV.5. Glissement planaire pour les couches C1, C2 et C3

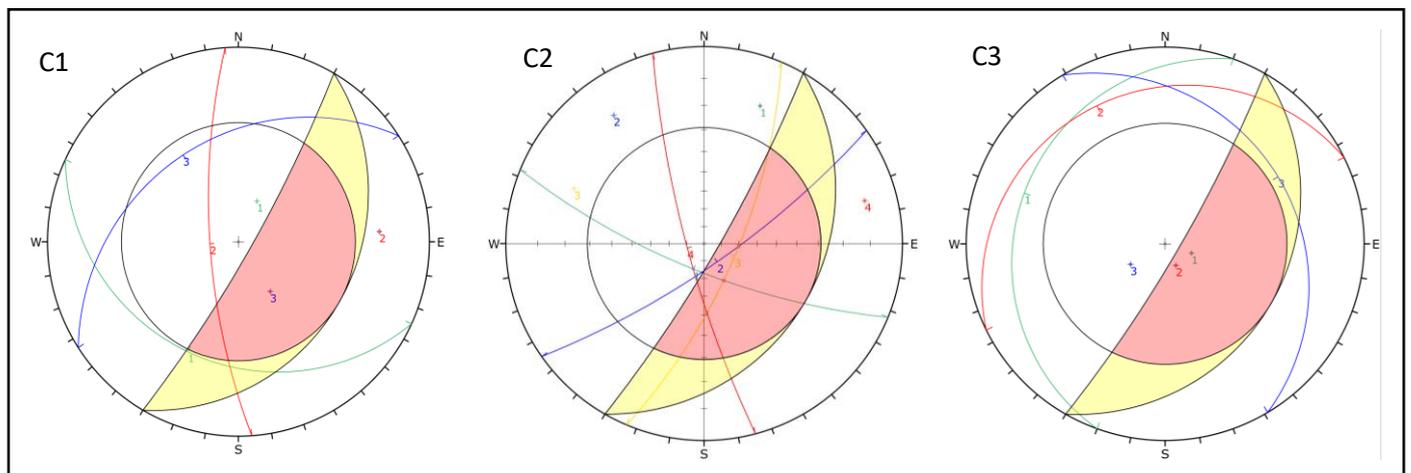


Figure IV.6. Glissement en Dièdre pour les couches C1, C2 et C3

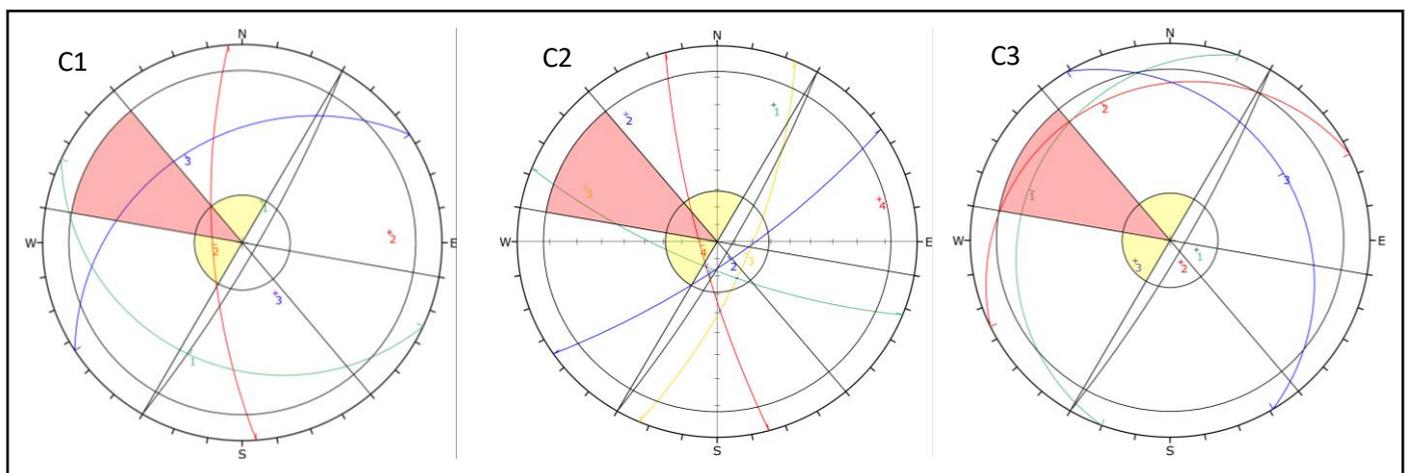


Figure IV.7. Glissement par basculement pour les couches C1, C2 et C3

---

---

### IV.3. Réflexion sur les causes possibles du glissement

Aucun évènement (séisme, période de gel ou pluies abondantes) n'a été directement associé avec les phénomènes de glissement au niveau de la carrière. Dans cette situation, il est difficile de trouver une explication simple et satisfaisante sur les causes de l'instabilité. Pour cette raison, et pour comprendre et analyser le mécanisme du glissement on doit tenir compte deux facteurs influents tels : les conditions hydrogéologiques et les effets dynamiques (effets de dynamitage).

Les paramètres hydrogéologiques jouent un rôle majeur lors de l'analyse de la stabilité. Dans notre cas, La présence des bancs marneux intercalés parmi les calcaires avec l'infiltration des eaux de précipitations, peuvent crée des cas d'instabilité.

Dans la carrière de Chouf Amar, les vibrations peuvent venir de deux principales sources. La première étant les vibrations provoquées par des séismes et la seconde étant celles provoquées par les tirs de mine. Ces vibrations sont un élément déstabilisateur important à prendre en compte dans les analyses de stabilité.

Les vibrations provoquées par un séisme sont rares, mais peuvent affecter l'ensemble du talus en même temps. Selon la réglementation parasismique Algérienne RPA99/Version 2003, la wilaya de M'sila situé en zone sismique 1 dans la carte de zonage sismique du territoire national, donc, l'effet de sismicité est faible et n'a eu aucune relation avec les glissements.

Dans la carrière de Chouf Amar, l'abattage à l'explosif est largement utilisé. Les vibrations créées par les tirs d'explosifs ont deux champs d'action sur les massifs rocheux. D'une part, ils affectent l'intégrité des roches ou leurs paramètres de résistance à la compression et, d'autre part, peuvent provoquer un effondrement de la paroi ou de la pente lorsque des actions de déstabilisation sont introduites. Ces vibrations sont le résultat de la propagation de l'onde de choc dans le massif rocheux. Dans ce contexte, les tirs de production réalisées d'une manière répétitive peuvent contribuer à aggraver la stabilité de la carrière.

Pour vérifier l'influence des paramètres hydrogéologiques et des travaux d'abattage sur le glissement de notre site une étude paramétrique sera effectuée. Pour les paramètres pseudo-statique liés aux travaux d'abattage on retiendra les valeurs mesurés au niveau de la carrière par sismographe (2019) : pour les deux composantes accélérations horizontale et verticale  $A_h = 0.06$  et  $A_v = 0.03$ .

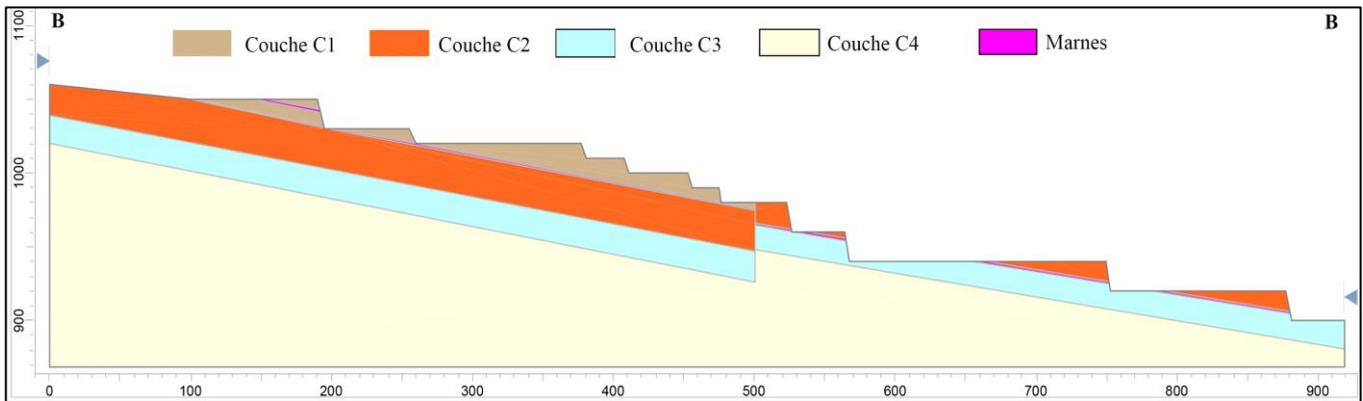
Dans cette étude paramétrique la méthode d'analyse sera celle de l'équilibre limite (Logiciel Slide). En tenant en compte l'état de la couche marneuse (sèche et humide), et en faisant varier les paramètres mécaniques de ce dernier ( $c$  et  $\phi$ ), on essayera dans cette partie de voir si la stabilité du talus serait vérifiée.

## IV.4 Etude paramétriques

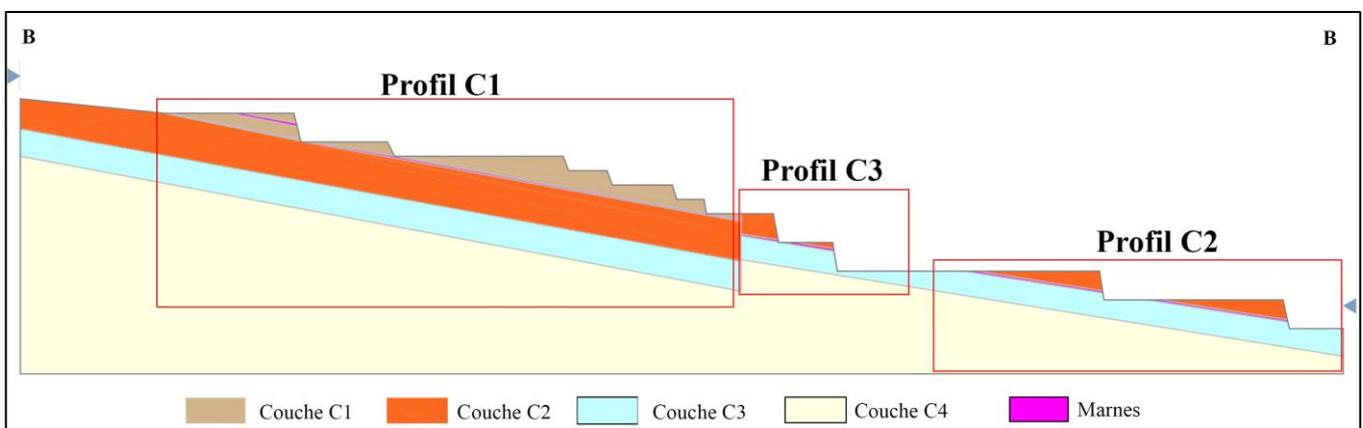
### IV.4.1 Etude de la stabilité par SLIDE

En vue de valider les résultats trouvées dans les approches précédentes, l'application de la méthode d'équilibre limite c'est avéré un moyen qui permet d'atteindre l'objectif visé. Dans cette section, il est nécessaire de présenter le modèle numérique qui intègre les données topographiques et géologiques pour réaliser cette étude (Fig. IV.8).

L'étude de stabilité du flanc de la carrière est faite en deux temps, tout d'abord, étude de stabilité à l'échelle des bancs du flanc nord et puis à l'échelle de l'ensemble du flanc qui sont analysée (Fig. IV.9). Dans les deux cas, l'étude est initiée par des calculs simples servant à identifier les modes de ruptures les plus probables dans le cas statique et dynamique on tenant en compte l'état de marne (sèche et humide).



**Figure IV.8.** Profil du flanc Nord de la carrière Chouf Amar (M'sila), Profil B-B (Annexe 8).



**Figure IV.9.** Schéma représente les différents profils.

Les principaux paramètres géomécanique des roches déterminés au laboratoire pour les couches constituant la formation géologique du gisement de calcaire de Chouf Amar sont présentés dans le tableau IV.8.

**Tableau IV.8.** Les propriétés physico-mécaniques des différents faciès du flanc Nord de la carrière.

Formation	La résistance à la compression ( $R_c$ ) MPa	Masse volumique insaturée ( $\rho_{insat}$ ) KN/m <sup>3</sup>	Cohésion (C) KN/m <sup>2</sup>	Angle de frottement interne ( $\varphi$ ) (°)	Module de Young (E) (MPa)	Coefficient de poisson ( $\nu$ )
Couche C1	63	26.7	512	29.68	1581.14	0.3
Couche C2	49	26.7	445	27.21	1046.5	0.3
Couche C3	47	26.7	463	27.93	5345.16	0.3
Marnes	9	23.5	45.74	19.95	1	0.25

Le but de cette section est d'utiliser la méthode d'équilibre limite par tranches pour analyser dans sa globalité la stabilité de la carrière de calcaire de Chouf Amar. Ces analyses sont réalisées à partir des coupes présentées à la Figures IV.8 et 9. Le logiciel Slide de Rocscience est utilisé pour cette fin. Ce logiciel est conçu pour ce type d'analyse de pentes excavées dans les massifs rocheux (**voir Annexe 9**). Il permet d'utiliser le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ainsi, les propriétés physico-mécaniques déterminées au laboratoire présenté au Tableau IV.8 sont utilisées.

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.

La méthode de Morgenstern-Price a été choisie pour calculer le facteur de sécurité pour la méthode d'équilibre limite par tranches. Il s'agit de l'une des méthodes les plus précises présentement accessible et a également l'avantage de bien analyser les surfaces circulaires et non circulaires (Duncan, 2018). Lors des calculs d'équilibre, elle fait la sommation des moments autant que des forces. De plus, elle estime les forces normales et de cisaillement entre les tranches. Également, l'option «*Auto Refine Research*» du logiciel est utilisée pour obtenir la surface la plus critique. Pour l'ensemble du flanc, un facteur de sécurité minimum de 1.3 est recherché pour une analyse statique. Pour une analyse dynamique, John et Peter (2010) souhaitent un facteur de sécurité supérieur à 1.10. Finalement, pour des fins de simplifications et souvent de restrictions au niveau des logiciels utilisés, ce sont des analyses dynamiques qui sont faites. L'analyse dynamique est plus simple et conservatrice. Le principe de cette analyse consiste à appliquer une accélération constante au massif rocheux équivalant à l'accélération maximale ressentie durant un dynamitage de production. Dans le cas de la carrière Chouf Amar, une accélération horizontale de 0.06g (**Fig. IV.10**) est ajoutée aux modèles pour prendre en compte les vibrations probables générés par les sautages de la carrière.

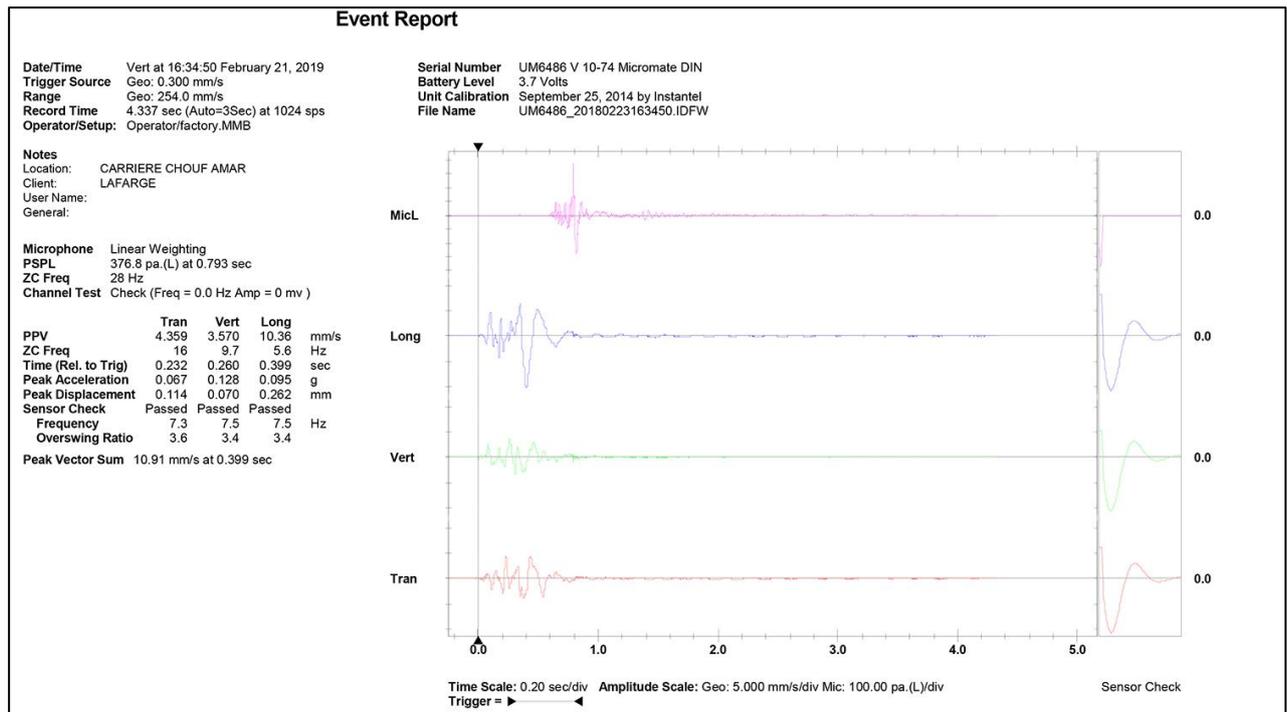


Figure IV.10. Rapport des mesures de sismicité par sismographe

Les résultats de calcul des facteurs de sécurité pour 4500 surfaces de glissement (Circulaires et non circulaires) sont illustrés dans la figure IV 11, et les principales surfaces de rupture associée à ces valeurs de facteur de sécurité sont présentées aux figures IV.12, 13,14 et 15.

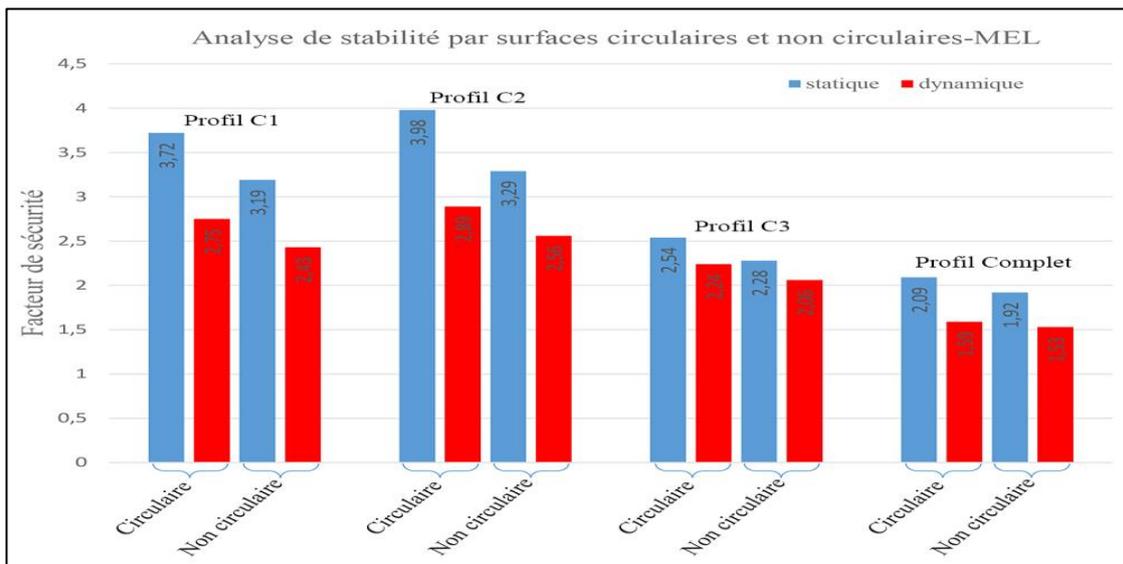


Figure IV.11. Facteurs de sécurité de différentes profils et de surface de glissement.

Selon les résultats obtenus du facteur de sécurité pour les 4 profils on constate que :

*Dans le premier approche* ou nous n'avons pas pris en considération le coefficient de sismicité anthropique (Effet de dynamitage) on remarque :

- Dans le premier cas (Marne Sèche), tous les facteurs de sécurité donnés par les différentes surfaces (C et NC) dans le cas statique pour les 4 profils sont supérieurs au seuil minimal admis pour la stabilité du talus ( $FS > 1.3$ ), ce qui implique que les 4 profils sont stable à long terme.
- Dans le deuxième cas (Marne drainée), tous les facteurs de sécurité donnée par les différentes surfaces (C et NC) dans le cas statique pour les 4 profils sont similaires que la marne sèche, ce qui implique que la marne n'a eu aucune influence sur la stabilité des profils.

*Dans la deuxième approche* ou nous avons pris en considération le coefficient de sismicité anthropique, nous avons remarqué un décroissement remarquable des facteurs de sécurité, ce qui confirme l'influence du dynamitage sur la stabilité du bord de la carrière.

A la lumière de tous ces résultats, on constate que, les zones de faibles épaisseurs et résistances, comme une zone de marne, qui risqueraient autrement d'être ignorées. En effet, la technique d'équilibre limite par tranches, utilisée par le logiciel Slide, a parfois de la difficulté à cibler ces zones pour calculer les surfaces les plus critiques. Pour éliminer tout doute concernant l'identification de la surface la plus critique, l'utilisation d'un logiciel de modélisation numérique apte à bien étudier l'ensemble des éléments présents dans le massif est tout indiquée.

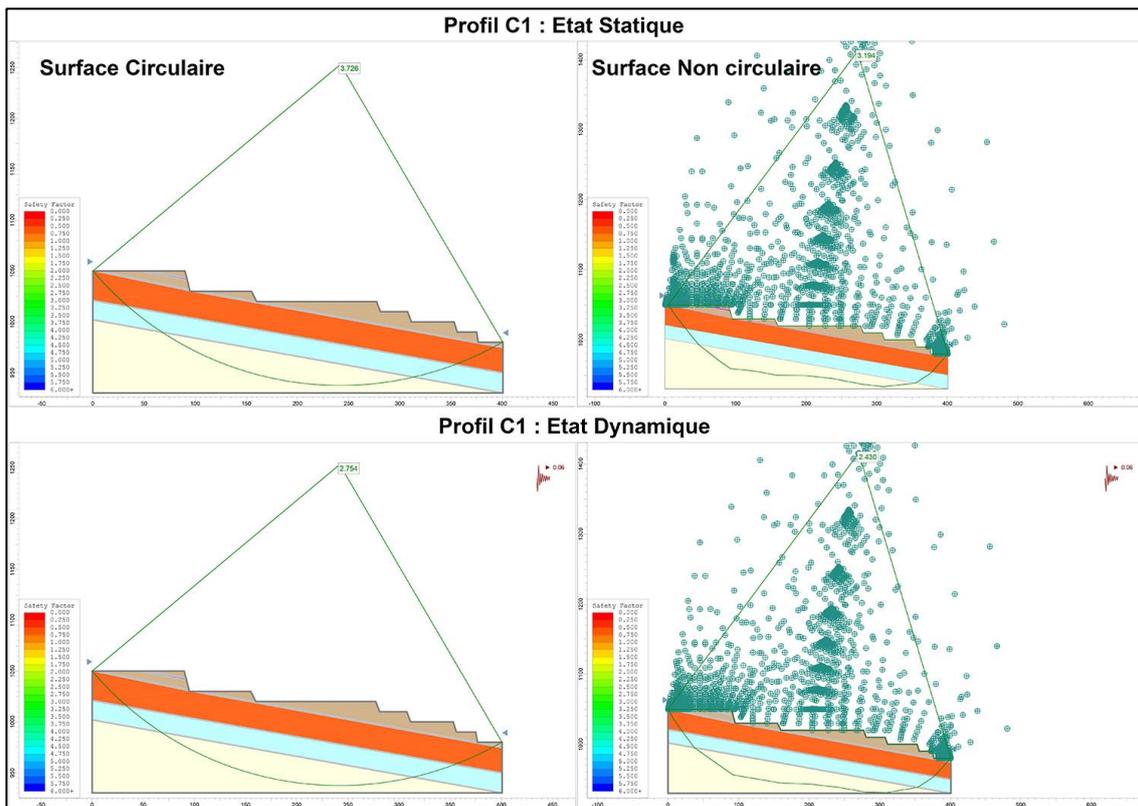


Figure IV.12. Analyse de stabilité de la couche C1

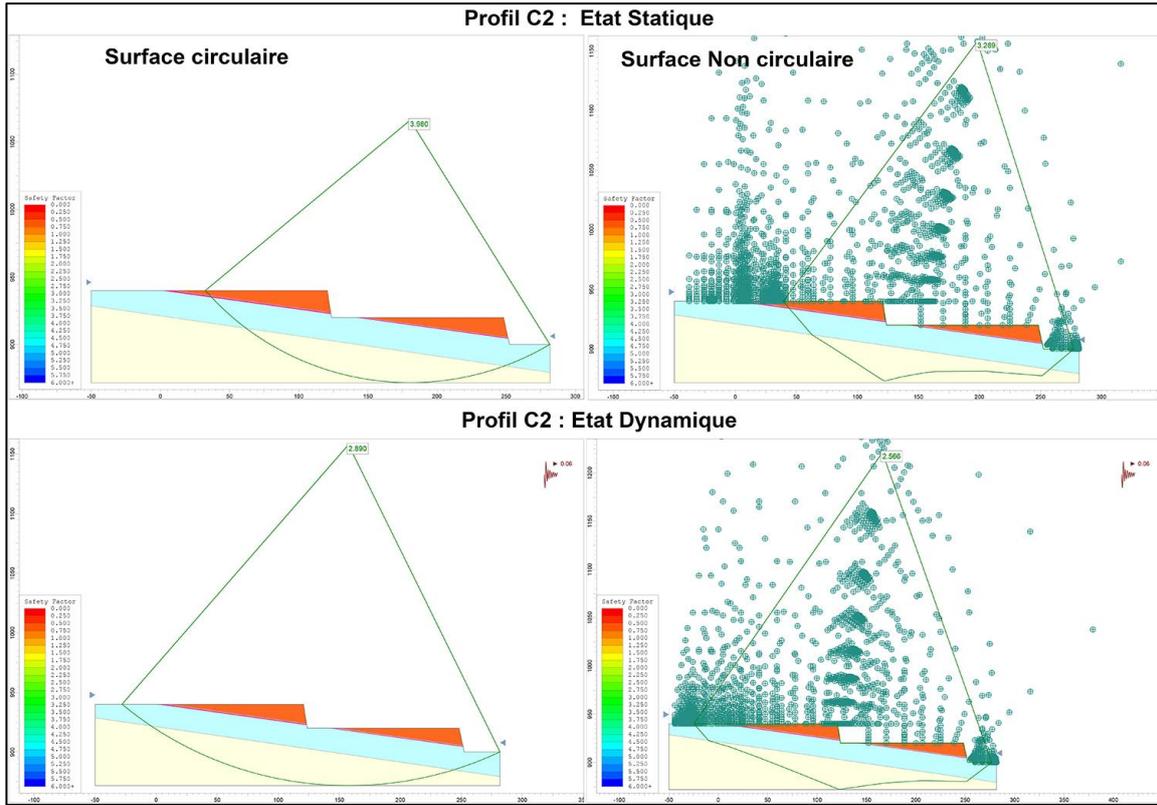


Figure IV.13. Analyse de stabilité de la couche C2

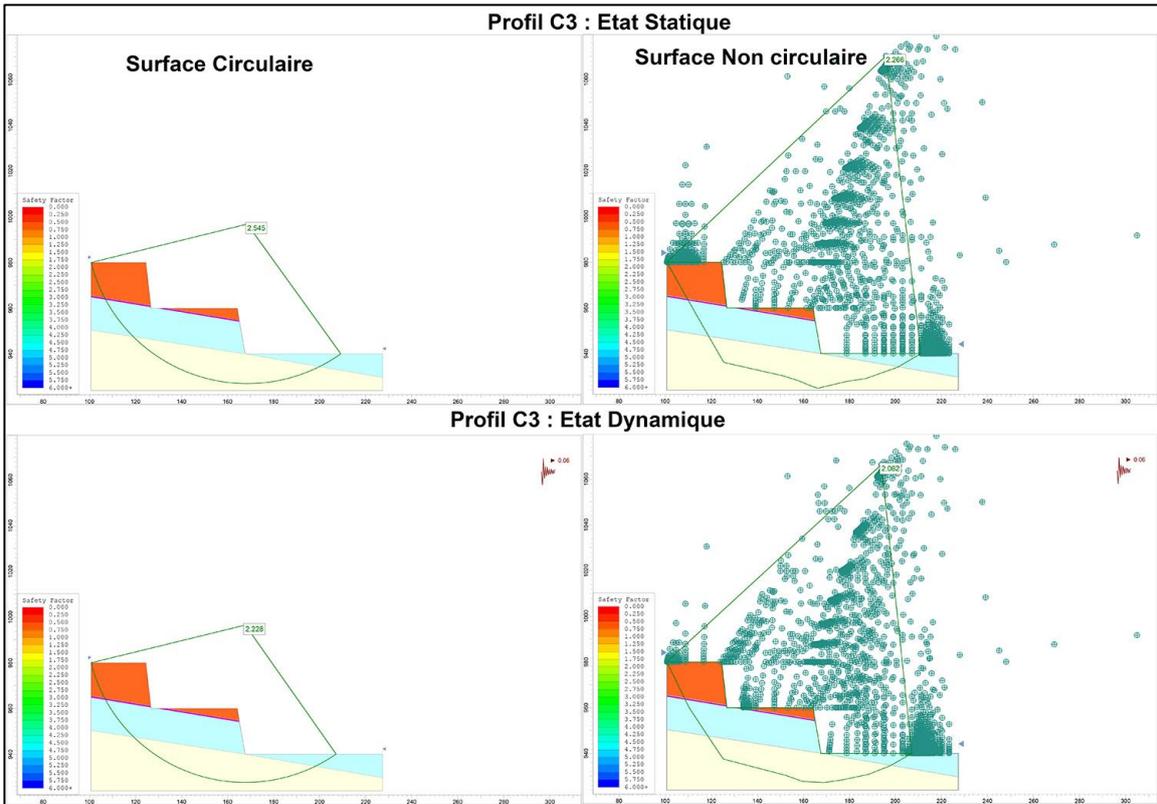


Figure IV.14. Analyse de stabilité de la couche C3

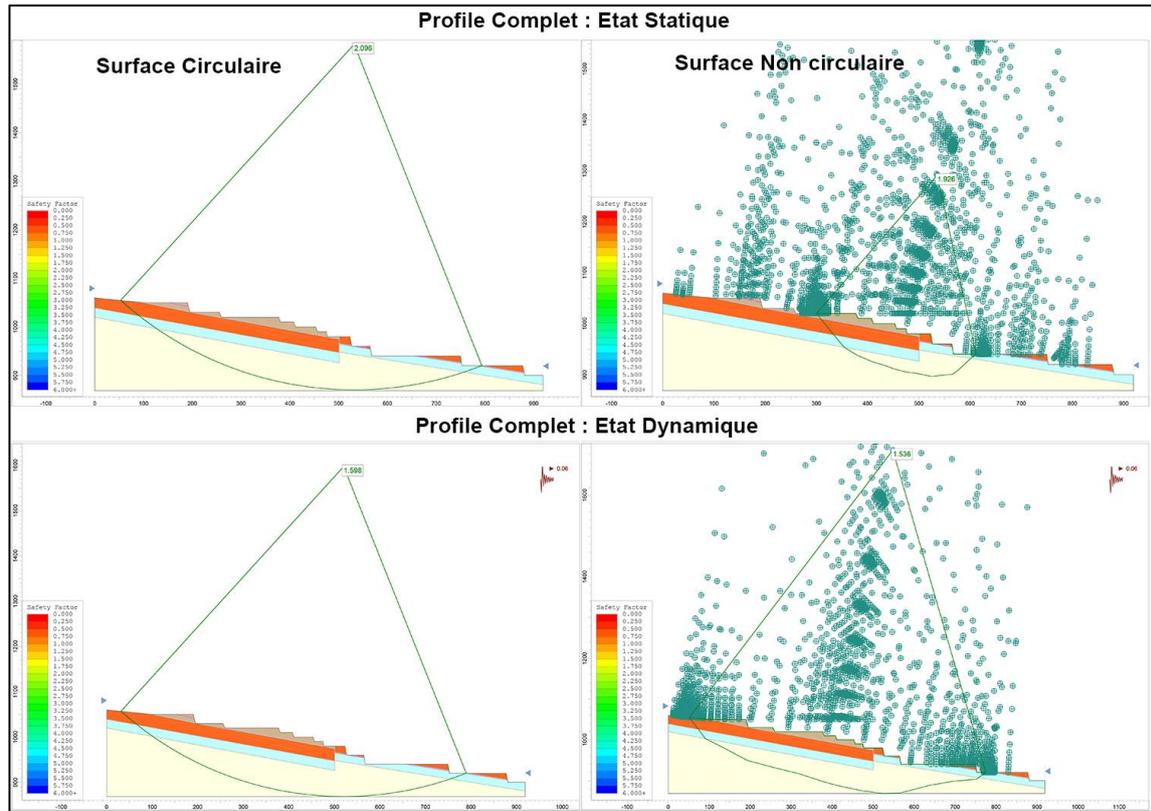


Figure IV.15. Analyse de stabilité de flanc Nord de la carrière.

#### IV.4.2 Modélisation par la méthode des éléments finis (Phase2)

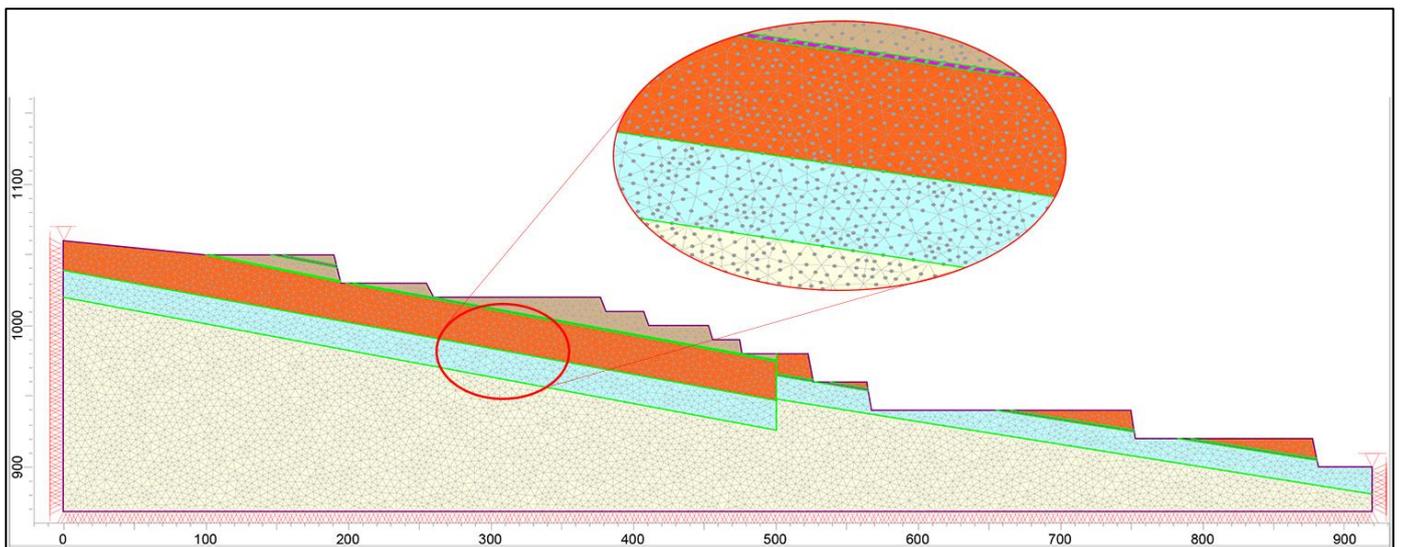
Avec les récents développements au niveau du matériel et des logiciels, une analyse en éléments finis conduite proprement peut être réalisée rapidement et avec des coûts relativement faibles (Gadri 2012). Dans la modélisation numérique et l'étude de stabilité de la carrière de Chouf Amar, l'analyse se fera à partir de la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel de modélisation numérique par éléments finis Phase2. L'utilisation de ce logiciel de modélisation est idéale. Elle permet de faire des analyses plus complètes tout en nécessitant moins d'hypothèses (voir Annexe 10). En outre, ces analyses permettent d'inclure les contraintes présentes dans le massif tout comme les déformations des matériaux, de vérifier l'effet de la séquence d'excavation et permettent de réduire au minimum la quantité d'hypothèses émises et d'identifier automatiquement la surface la plus critique. Autrement, l'hypothèse est faite que les matériaux ont des résistances qui peuvent être représentées par un modèle de comportement par plasticité parfaite. Il s'agit d'une simplification qui est régulièrement émise pour ce type d'analyse de stabilité.

L'analyse de stabilité se fera en deux cas (Statique et dynamique) on prend en considération l'influence de l'eau sur les paramètres mécaniques de la couche de Marnes (Sèche et drainé). Le logiciel Phase 2, 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 dynamique doit donc être conduite avec un coefficient de sismicité est égale à 0.06g. Par la suite, l'option « *SSR Search Area* » (la méthode de la réduction de la résistance en cisaillement par éléments finis « *SSR-EF* ») de Phase2 est utilisée pour déterminer le facteur de sécurité correspondant à différentes structures de formation rocheuse de la carrière profils C1, C2, C3, et le profil nord complet.

En plus des éléments qui viennent d'être discutés, un modèle créé par la méthode des éléments finis nécessite un maillage pour séparer le domaine en zones de petites tailles. Le maillage choisi pour le modèle de la carrière Chouf Amar, en est un composé d'éléments triangulaires à six nœuds (Fig.IV.16). Ce type de maillage est idéal pour une géométrie relativement complexe tout en conservant une excellente précision quant à la distribution des contraintes (Mestat, 1997).

Les résultats des facteurs de sécurité obtenus par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Phase2 sont présentés dans la figure IV.17, et les déplacements totaux observés lors de l'analyse (en conditions statique et dynamique) pour différentes profils (C1, C2, C3 et le flanc nord complet) sont illustré dans les figures IV .18, 19, 20 et 21.



**Figure IV.16.** Modèle avec maillage triangulaires six nœuds.

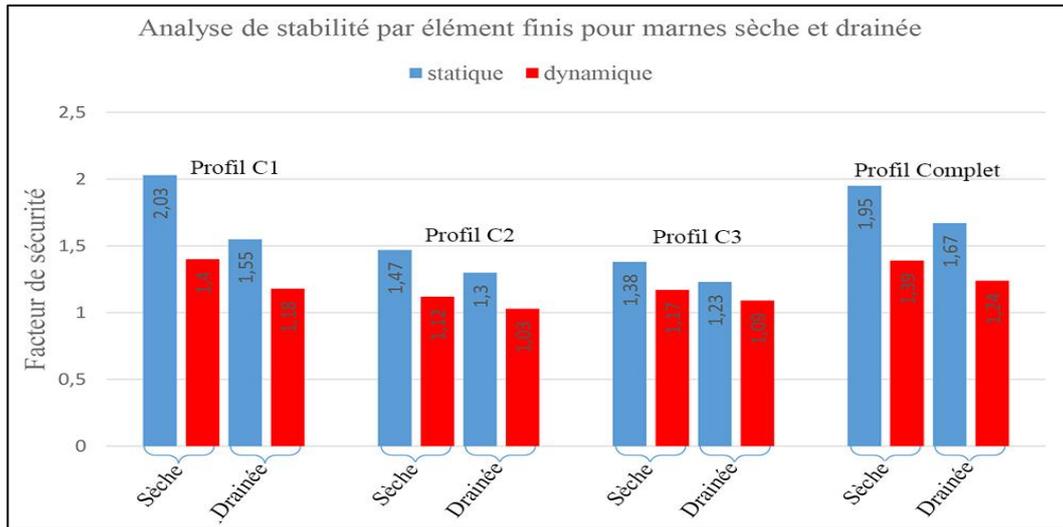


Figure IV. 17. Facteurs de sécurité pour différents profils par la méthode des éléments finis

### Interprétation des résultats

Selon les résultats obtenus (Fig. IV.17) par la méthode des éléments finis (SSR-EF) à travers le logiciel phase2, on constate que :

#### *Dans la première approche statique :*

- Dans le premier cas (Marne Sèche), tous les facteurs de sécurité donnés par la méthode des éléments finis pour les 4 profils sont supérieurs au seuil minimal admis pour la stabilité du talus ( $FS > 1.3$ ), ce qui implique que les 4 profils sont stable à long terme.
- Dans le deuxième cas (Marne drainée), les résultats de facteur de sécurité donnée pour les deux profils C2 et C3 sont en états critique, ce qui implique que la marne humide a eu une influence significatif sur la stabilité des roches à l'échelle des bancs. Les facteurs de sécurité donnés pour les profils C2 et C3 sont respectivement 1.3 et 1.23 (Fig. IV.19). Par contre les deux autres (profil C1 et profil complet), les facteurs de sécurité donnés sont supérieurs au seuil minimal admis pour la stabilité du talus ( $FS > 1.3$ ), ce qui implique que les profils sont stable à long terme.

#### *Dans la deuxième approche dynamique*

Dans la deuxième approche ou nous avons pris en considération l'effet de dynamitage on constate que : dans le cas où la marne est sèche, tous les facteurs de sécurité donnés sont supérieurs au seuil minimal admis pour la stabilité du talus ( $FS > 1.1$ ) (Fig. IV.20), ce qui implique que les 4 profils sont stable à long terme. Mais, dans le cas marne drainée, on remarque que les profils C2 et C3 sont instables, ce qui implique que l'effet de dynamitage a eu une influence important sur la stabilité. ( $FS = 1,03$  et  $FS = 1,09$  (Fig. IV.21) pour les profils C2 et C3 respectivement).

Les figures IV.18, 19, 20 et 21 montrent une concentration importante de déplacement au niveau des bancs, indiquant qu'il peut y avoir des signes de glissements potentiels de terrain. Pour vérifier la stabilité de ces bancs, l'option SSR Search Area a été choisie.

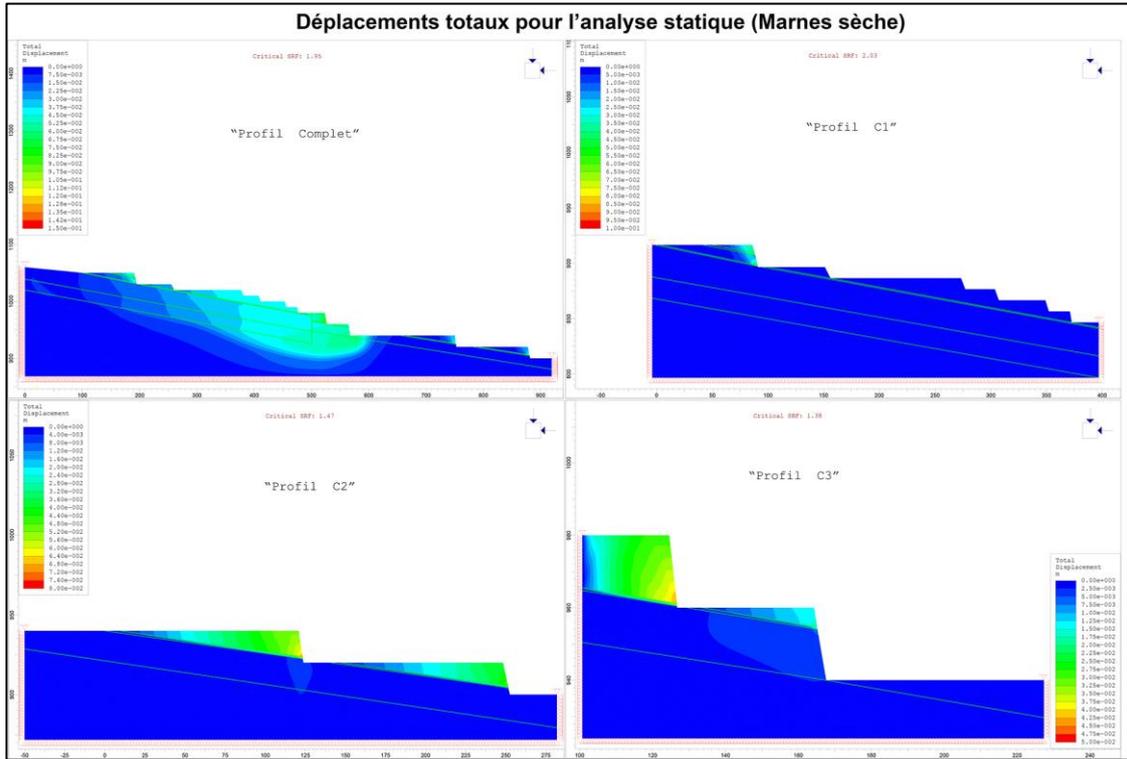


Figure IV.18. Déplacements totaux observés lors de l'analyse statique des profils (Marne sèche)

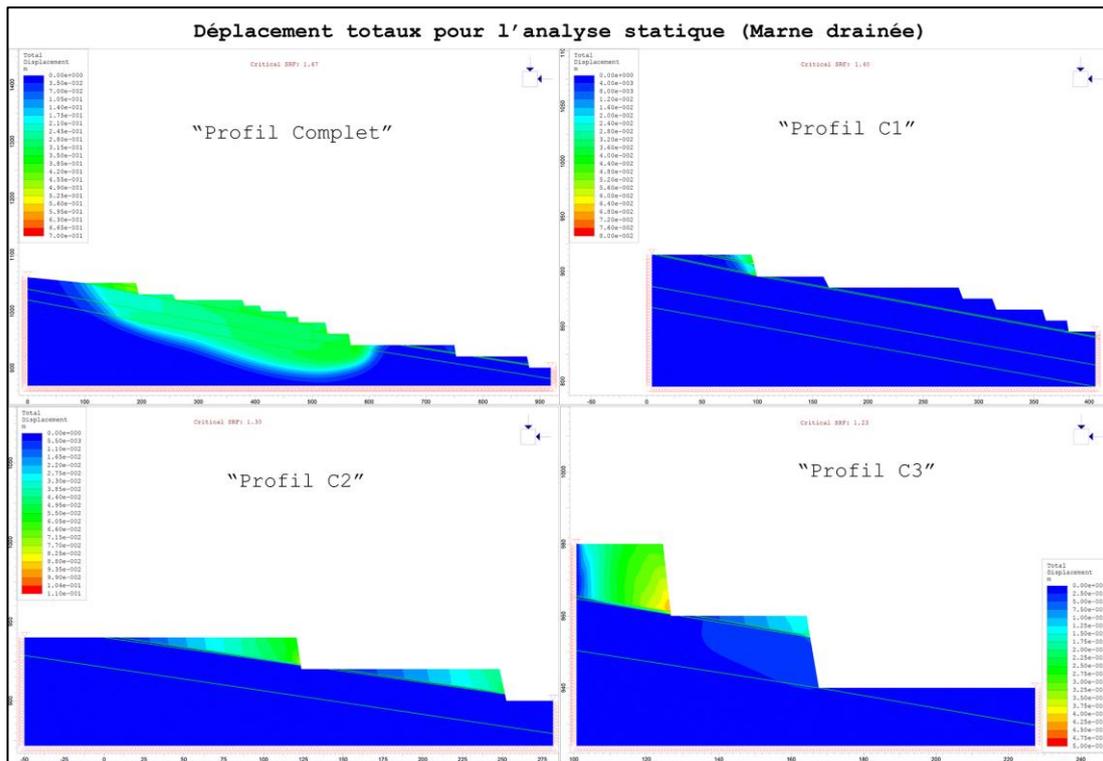


Figure IV.19. Déplacements totaux observés lors de l'analyse statique des profils (Marne drainée)

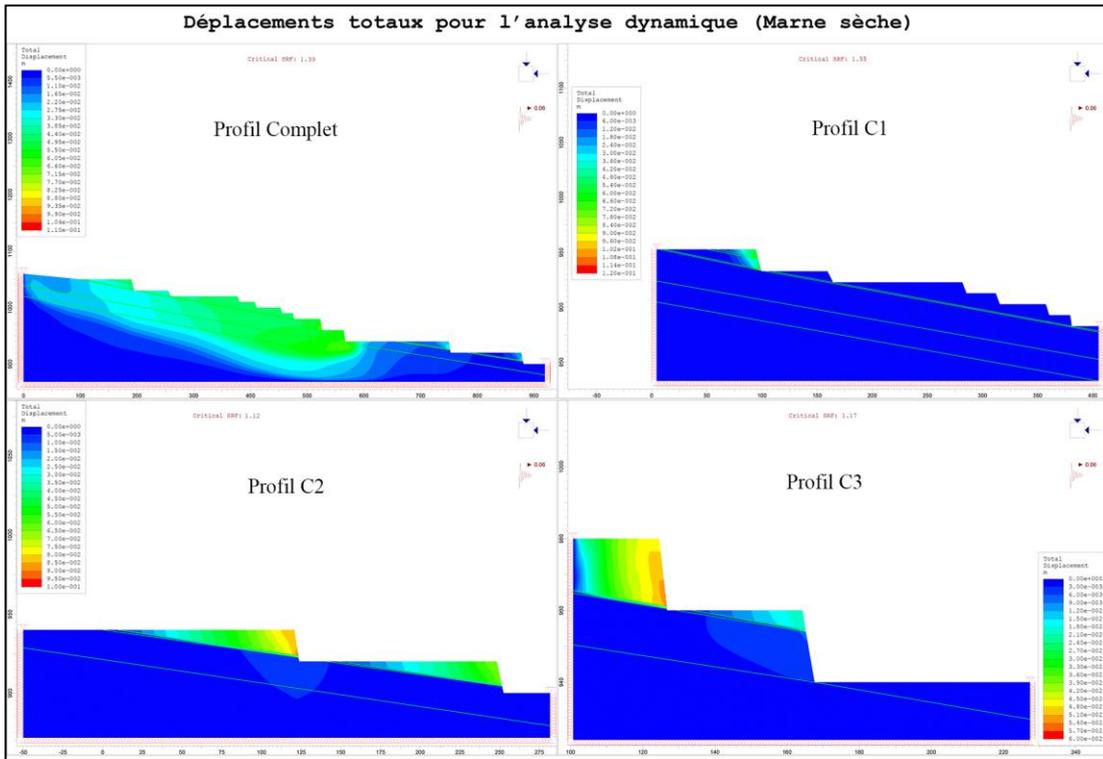


Figure IV.20. Déplacements totaux observés lors de l'analyse dynamique des profils (Marne sèche)

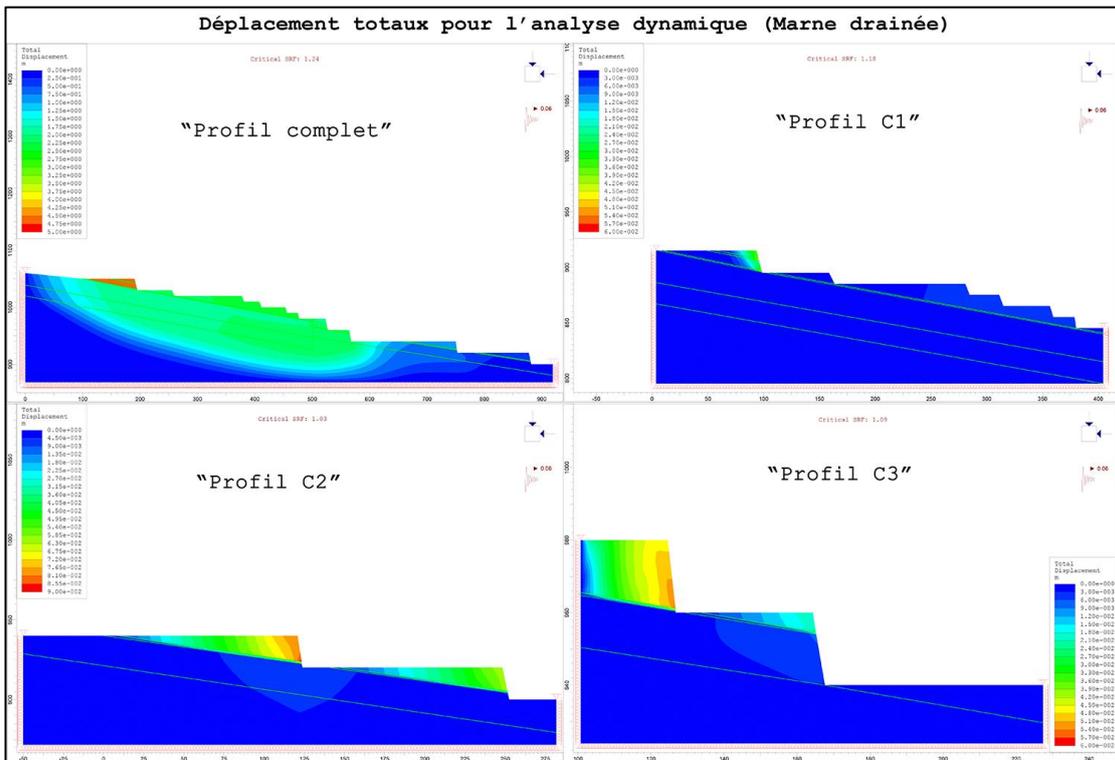


Figure IV.21. Déplacements totaux observés lors de l'analyse dynamique des profils (Marne drainée)

#### IV.4.2.1. Analyse de stabilité par l'option SSR Search Area

L'option «SSR Search Area» a été utilisé pour cibler la surface la plus critique des niveaux suivants (1030-1050 (profil C1), 960-980 (Profil C3), 920-940 et 900-920 (Profil C2))

(Fig.IV.22), cette commande force le logiciel à calculer le facteur de sécurité à l'intérieur de la fenêtre dessinée. Dans notre cas, l'analyse se fera en deux cas (marne sèche et drainée) dans l'état dynamique. Les résultats de facteurs de sécurité obtenus, sont illustrés dans la figure IV.23, et les déplacements totaux avec les zones de cisaillements sont montrés dans la figure IV.24.

Les résultats d'analyse nous à donner un facteur de sécurité varie entre 0,72 et 1.11, ce qui confirme toutes les glissements qui ont été survenus en années précédents (Saadoun et al., 2018). Cette observation est justifiée par la présence d'une couche marneuse humide plastique à faible propriétés mécaniques à la base de la couche de calcaire avec un même pendage de ces derniers, et en plus, les effets des vibrations liées aux travaux des tirs miniers, intenses et fréquents (2 tirs/semaine), avec des quantité important réalisé à l'aide d'explosifs.

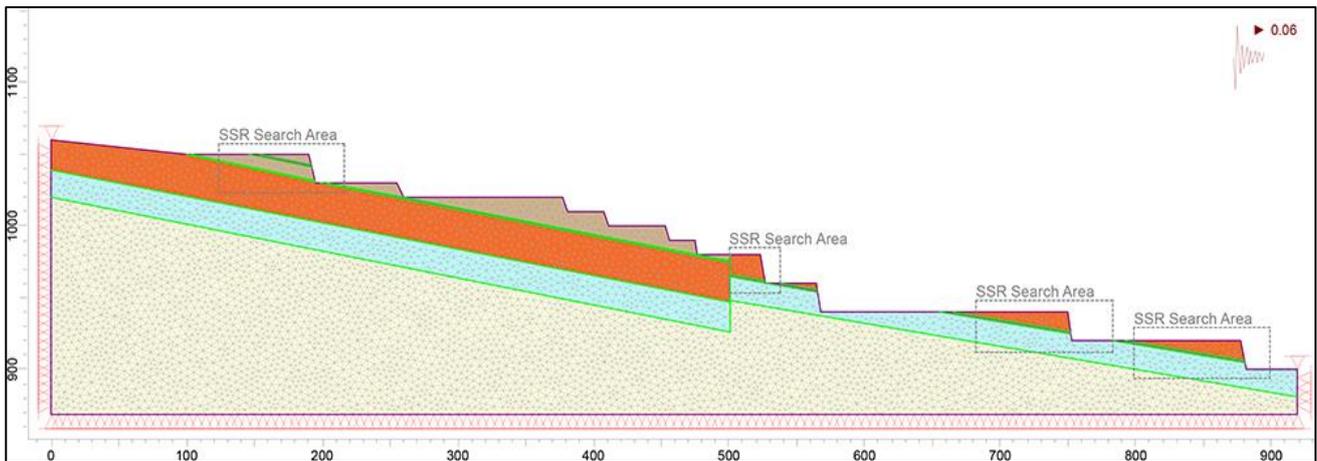


Figure IV.22. Modèle de profil complet avec SSR Search

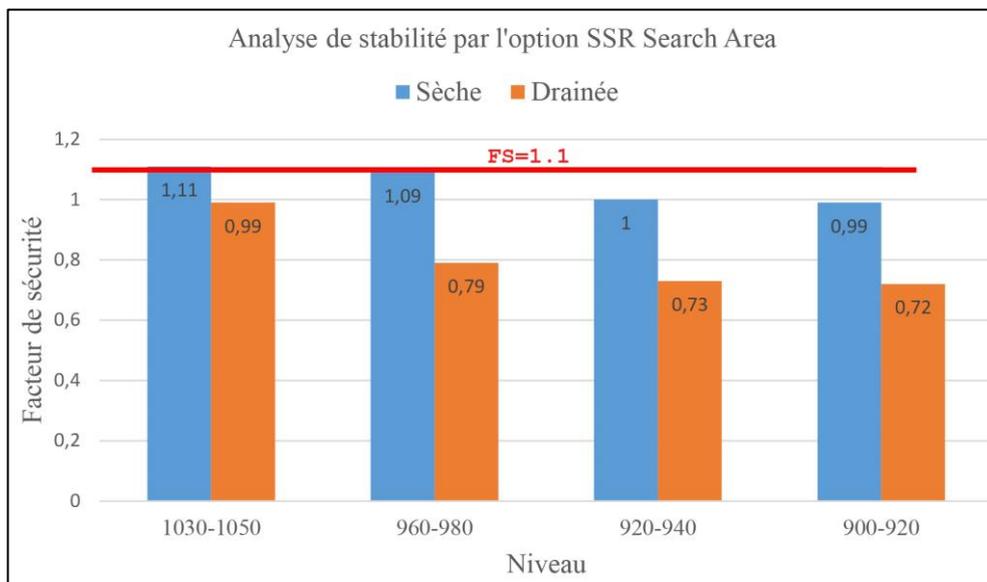


Figure IV.23. Facteurs de sécurité dynamiques pour différents niveau par SSR Search Area

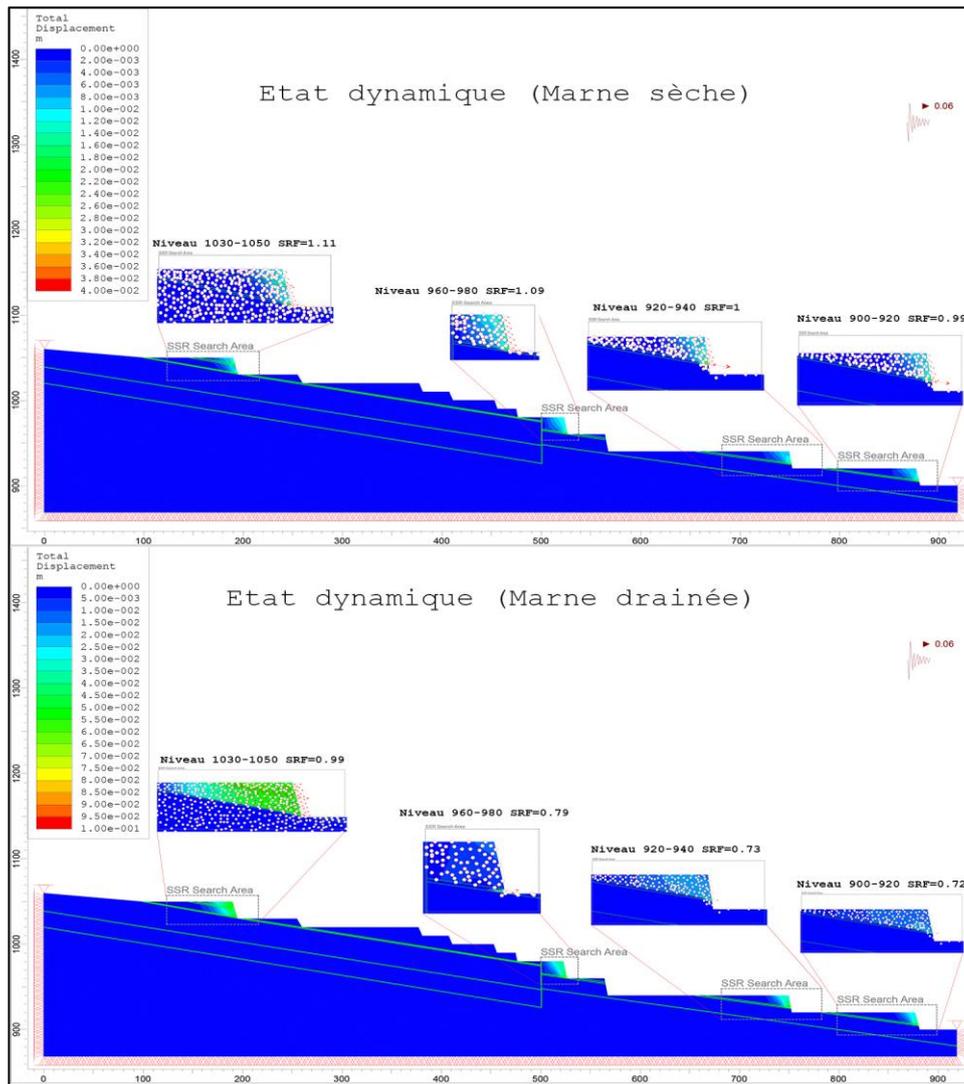


Figure IV.24. Déplacement totaux et les zones plastique par SSR Search Area.

### IV.4.3 Modélisation par FLAC

Dans cette section on va analyser la stabilité de la carrière de Chouf Amar par la méthode de différence finis en utilisant le logiciel FLAC. Dans cette méthode le facteur de sécurité est calculé par la technique de SSR-DF (Shear Strength Reduction – Diminution de la Résistance au Cisaillement par Différence finis). L’influence de la surface de glissement peut être prise en charge par la technique de SSR-DF car lors de la phase de calcul une seule surface peut être considérée résultante de la diminution des paramètres plastiques C et  $\phi$  (Fredj et al. 2018).

Un modèle pratiquement identique à celui créé par la méthode des éléments finis est généré dans le logiciel FLAC qui utilise la méthode des différences finies. Ce logiciel est capable d’analyser correctement la stabilité d’un massif rocheux qui comporte quelques interfaces. Il est également en mesure d’identifier directement la surface la plus critique même lorsque des fractures sont présentes.

Le logiciel FLAC s'avère être le plus complet et fiable parmi les différentes approches d'étude de stabilité et en plus de prendre en compte les déformations, les contraintes in situ et de bien assimiler les interfaces (voir Annexe 11). Il permet également d'initialiser les contraintes et d'introduire automatiquement des zones de résistances variables ou encore de créer des fonctions pour compléter les commandes incorporées dans le logiciel comme l'option « *Exclure régions* » pour mieux simulation, certaines zones déjà existantes sont séparées à nouveau en plus petites pour optimiser le calcul et préciser les résultats. Bien que la technique des différences finies permette de créer un maillage des éléments rectangulaires à quatre nœuds, afin de conserver des résultats suffisamment précis du facteur de sécurité. L'analyse de stabilité se fera comme nous avons fait dans l'approche précédente (élément finis).

Les résultats de l'analyse réalisée par la méthode de différence finis par logiciel FLAC sont montrés sur la figure IV.25, et les déformations de cisaillement (Shear strain) et facteur de sécurité (en conditions statique et dynamique) pour différents profils (C1, C2, C3 et le flanc nord complet) sont illustré dans les figures IV 26,27, 28 et 29.

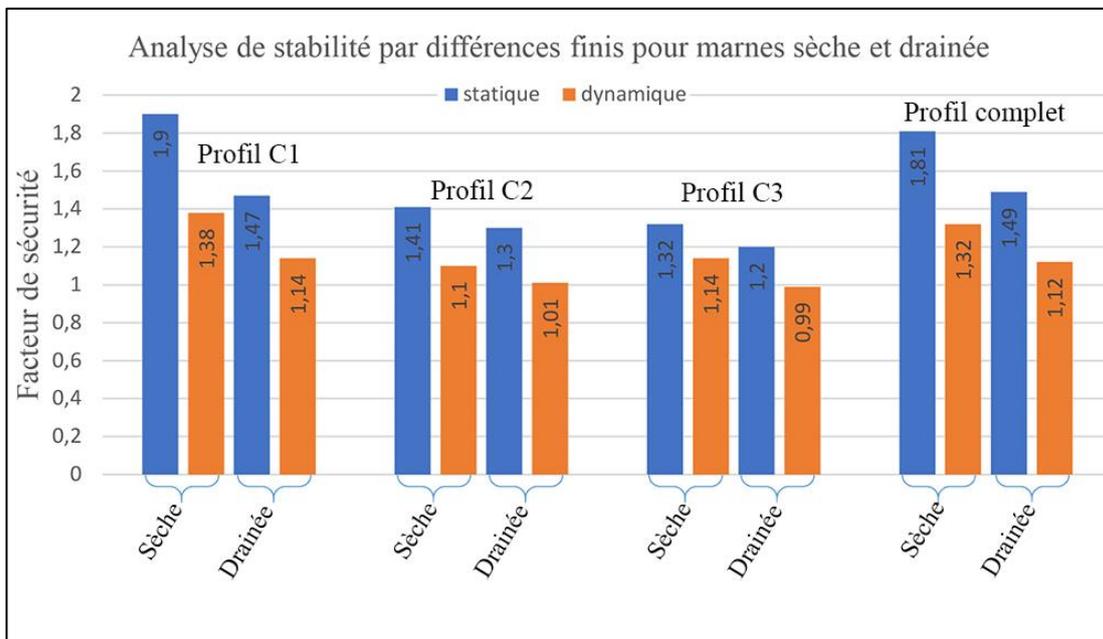


Figure IV.25. Facteur de sécurité pour différents profils par la méthode des différences finies

### Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus de facteurs de sécurité pour différents profils (Fig. IV.25) par la méthode des différences finies (SSR-DF) à travers le logiciel Flac, on constate que :

#### *Dans la première approche statique :*

- Dans le premier cas (Marne Sèche) (Fig. IV.26), tous les facteurs de sécurité calculé par la méthode des différences finies pour les 4 profils sont supérieurs au seuil minimal admis

---

---

pour la stabilité du talus ( $FS > 1.3$ ), ce qui implique que les 4 profils sont stable à long terme.

- Dans le deuxième cas (Marne drainée) (Fig. IV.27), les résultats de facteur de sécurité donnée pour le profil C2 est dans les limites de stabilité (état critique  $FS = 1,3$ ) et le profil C3 est instable ( $FS = 1,2$ ), ce qui montre une influence significatif de la marne humide sur la stabilité des roches à l'échelle des gradins. Par contre les deux autres (profil C1 et profil complet) les facteurs de sécurité donnés sont supérieurs au seuil minimal admis pour la stabilité du talus ( $FS > 1.3$ ), ce qui implique que les profils sont stable à long terme.

#### *Dans la deuxième approche dynamique*

Dans la deuxième approche dynamique (Fig. IV.28) , on constate que : dans le cas où la marne est sèche, tous les facteurs de sécurité donnés sont supérieurs ou égale au seuil minimal admis pour la stabilité du talus ( $FS \geq 1.1$ ), ce qui implique que les 4 profils sont stable à long terme et la carrière peut exploitée dans les conditions sécurité . Mais, dans le cas marne drainée, (Fig. IV.29) on remarque que les profils C2 et C3 sont instables, ce qui implique que l'effet des travaux d'abattage par explosif a eu une influence important sur la stabilité. ( $FS = 1,01$  et  $FS = 0,99$  pour les profils C2 et C3 respectivement).les deux autres profils : C1 et profil complet sont stable

Les figures IV 26, 27, 28 et 29 représentent le modèle déformé avec un détail sur les déformations subites par le talus et l'ensemble du flanc avec l'option d'affichage shadings déformation de cisaillement (Shear strain), la déformation de cisaillement devient très claire est concentrée dans les différents niveaux soit supérieurs et même inférieurs de la carrière (1030-1050, 960-980 , 920-940 et 900-920). Pour vérifier la stabilité de ces gradins, L'option Exclure régions a été choisie pour préciser les résultats.

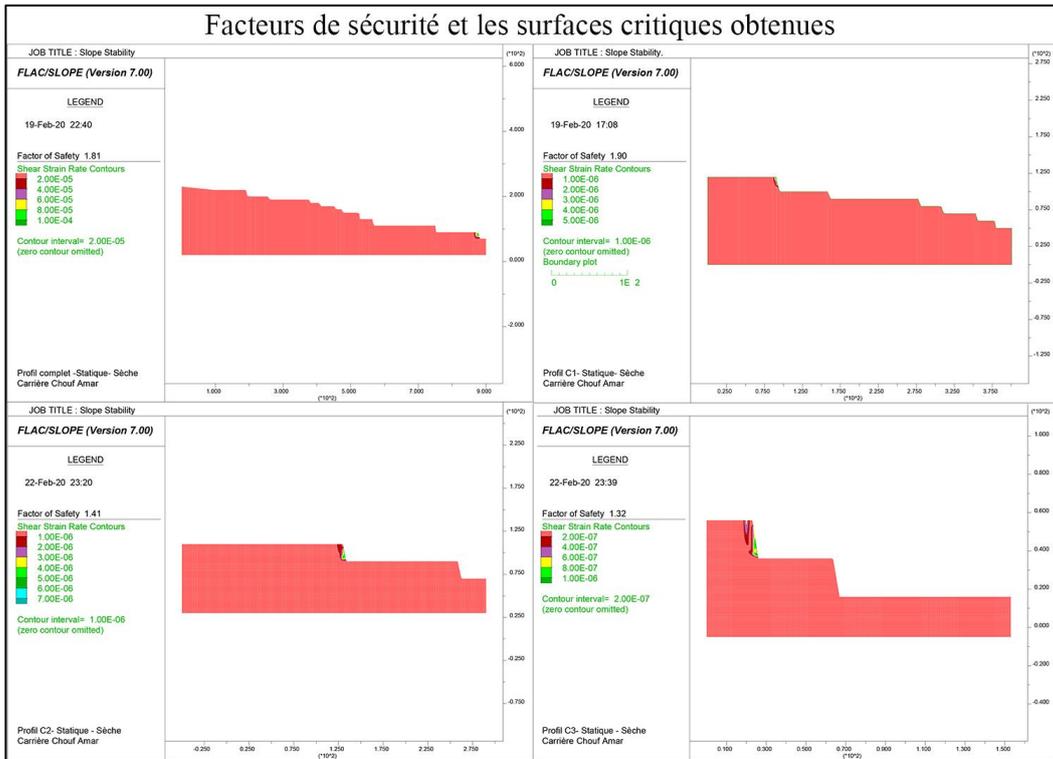


Figure IV.26. Facteurs de sécurité et les surfaces critiques obtenues par la méthode des différences finies (Etat statique-Marnes Sèches)

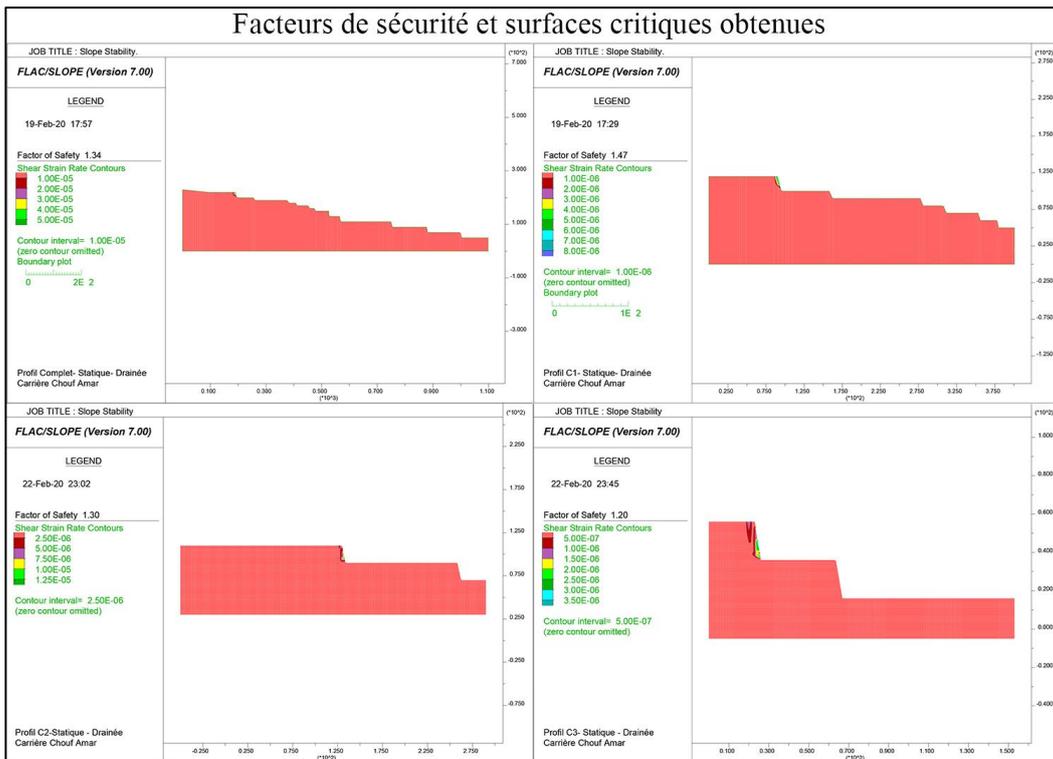


Figure IV.27. Facteurs de sécurité et les surfaces critiques obtenues par la méthode des différences finies (Etat statique-Marnes Drainées)

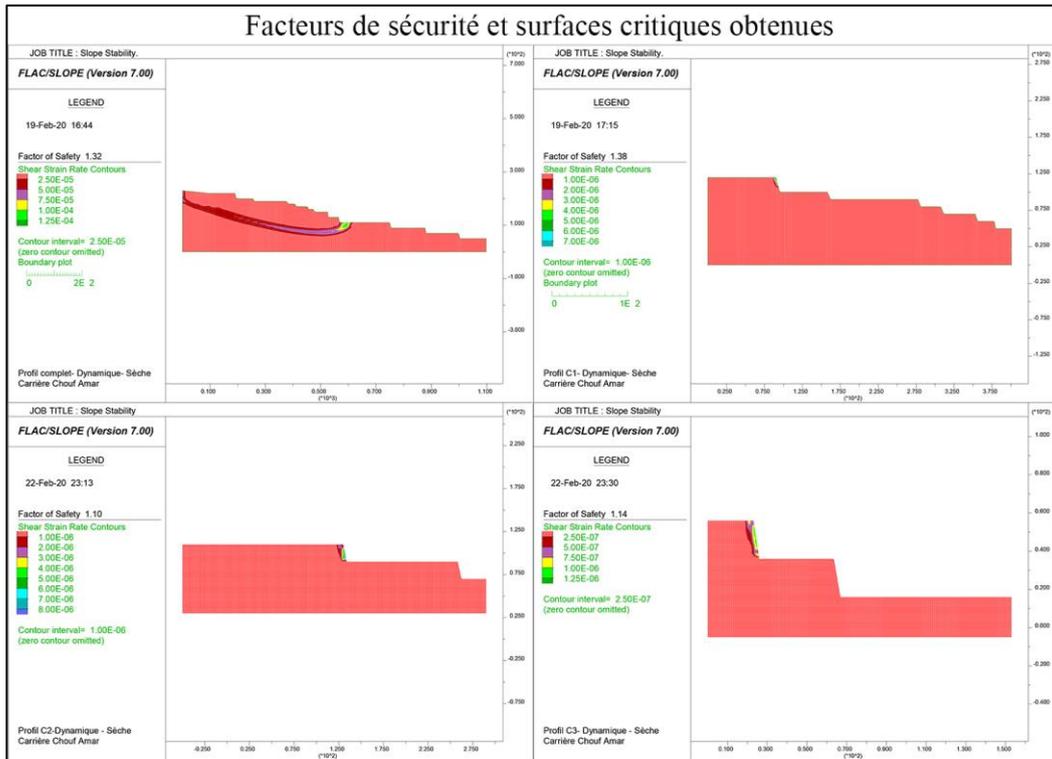


Figure IV.28. Facteurs de sécurité et les surfaces critiques obtenues par la méthode des différences finies (Etat dynamique-Marnes Sèches)

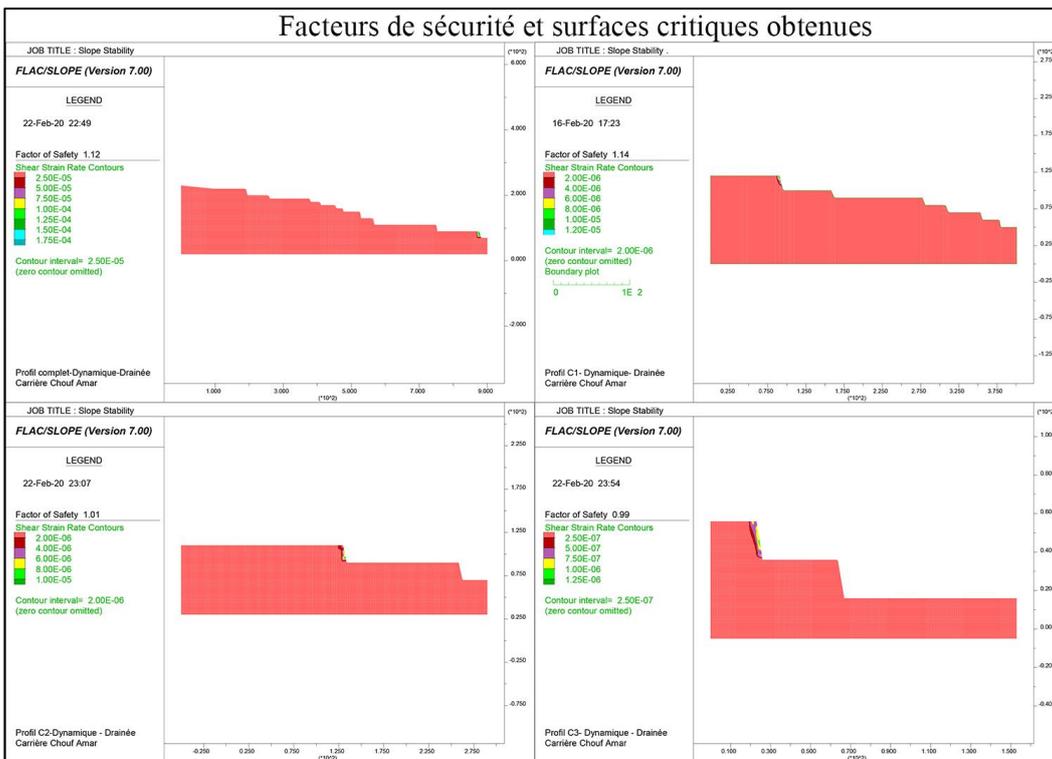


Figure IV.29. Facteurs de sécurité et les surfaces critiques obtenues par la méthode des différences finies (Etat dynamique-Marnes Drainées)

**IV.4.3.1. Analyse de stabilité par l’option Exclure région**

L’option Exclure régions (*Exclude regions from FOS calculation*) a été utilisé pour identifier la surface la plus critique des différents niveaux suivants (1030-1050 (profil C1), 960-980 (Profil C3), 920-940 et 900-920 (Profil C2)), cette commande exclure certaines régions qui ne sont pas d’intérêt pour l’étude. Cela signifie que le logiciel calcule le facteur de sécurité dans la zone qui n’a pas été exclue. Dans notre cas, l’analyse se fera en deux cas (marne sèche et drainée) dans l’état dynamique. Les résultats de facteurs de sécurité obtenus, sont illustrés dans la figure IV.30, et les déformations de cisaillements sont montrées dans la figure IV.31.

Les résultats d’analyse nous à donner un facteur de sécurité varie entre 0,7 et 1.17, ce qui confirme les résultats obtenues par la méthode des éléments finis.

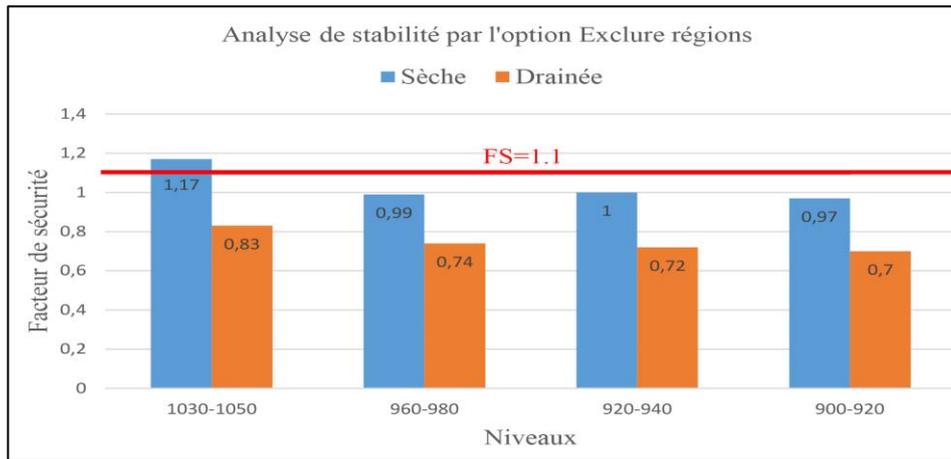


Figure IV.30. Facteurs de sécurité dynamiques pour différents niveaux par l’option Exclure régions

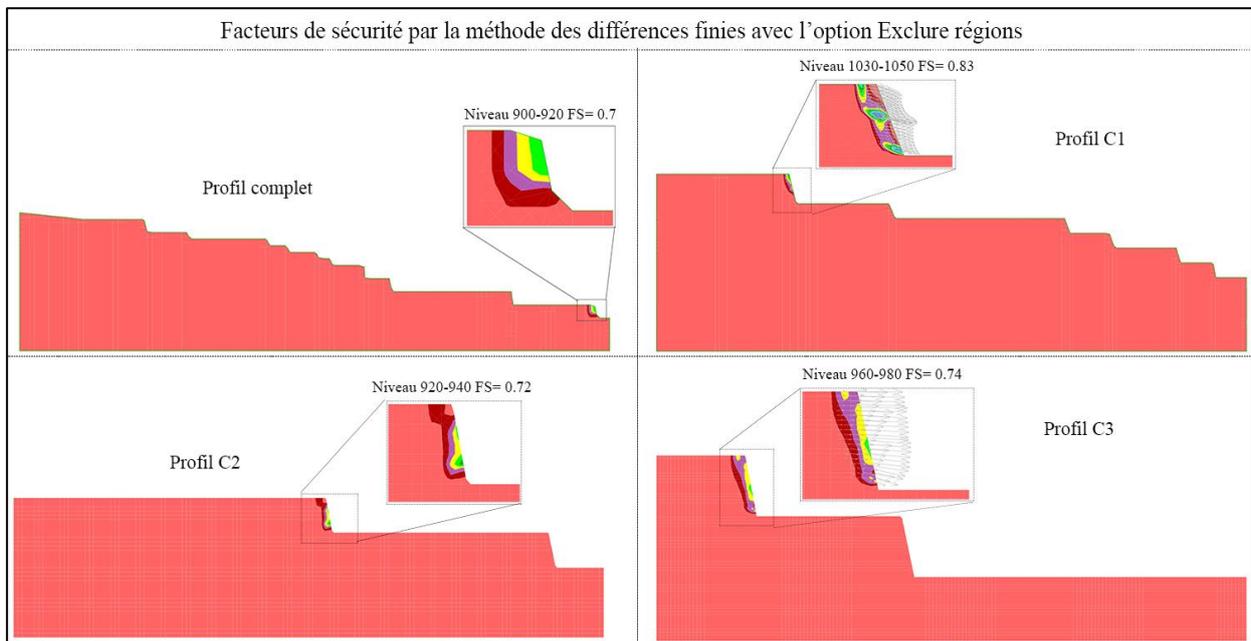


Figure IV.31. Zones de cisaillement avec les facteurs de sécurité par option Exclure régions (MDF) (Etat dynamique – Marnes drainées).

---

---

## Conclusion

Dans ce chapitre, l'évaluation de la stabilité de la carrière de Chouf Amar a été faite par des différentes approches empiriques, analytiques et numériques.

La caractérisation nous a permis de faire les constatations suivantes :

- Les valeurs du RQD (*Rock Quality Designation*), varient entre 46% et 72% en fonction des facies constituant le massif, estimant que la qualité est médiocre pour les marnes et les calcaires C2, moyenne pour les calcaires C1 et C3.
- La méthode de classification RMR (*Rock Mass Rating*) classe le massif comme étant celui formé de roche de qualité médiocre pour les marnes, moyenne pour les calcaires C2 et bonne qualité pour les calcaires C1 et C3.
- La classification GSI (*Geological Strength Index*) a montré que la qualité du massif varié de mauvaise pour les marnes, moyenne pour les calcaires C2 et bonne pour les autres facies.
- La méthode de SMR (*Slope Mass Rating*) a confirmé les constatations des autres classifications concernant la qualité du massif et l'existence d'une instabilité au niveau des facies.

L'analyse cinématique des différents facies montre que la carrière présente des risques de glissement de différents types, selon les ruptures planaire et les ruptures en dièdre.

Les résultats d'analyse par la méthode d'équilibre limite à travers le logiciel Slide montrent bien que la carrière est stable dans des différents cas dévaluation (statique/dynamique, Sèche / drainée). Par contre, les résultats de la modélisation numérique par Phase2 et Flac confirment aussi que la carrière présente une stabilité médiocre, particulièrement au niveau des gradins avec intercalation marneuse ce qui influe sur la valeur du facteur de sécurité estimé dans les différents cas d'évaluation précédentes. Par conséquent, on conclut que la méthode d'équilibre limite n'a pas en charge les couche a faible épaisseurs pour calculer les surfaces les plus critiques.

## *Conclusion générale*

L'objectif de notre travail est l'étude de la stabilité du flanc Nord de la carrière de Chouf Amar (cimenterie LAFARGE) représentant la plus importante carrière de calcaire dans la wilaya de M'sila. L'étude est réalisée, sur la base des anciens glissements, afin d'analyser la stabilité suivant différentes étapes : une étude structurale, une caractérisation du massif rocheux, une analyse et une évaluation de la stabilité par différentes approches (empiriques, analytiques et numériques).

Cette démarche nous a permis de tirer les constatations suivantes :

Les propriétés géométriques et l'orientation des discontinuités localisées, le long des fronts levés, ont été synthétisées par des présentations stéréographiques qui montrent l'existence de 3 à 4 familles principales dans chaque facies.

Les classifications semi empiriques, établie à base des observations sur terrains, que ce soit RQD, RMR et GSI, nous ont permis de déduire que la qualité du massif varie en fonction des différents facies, de médiocre à moyenne et bonne qualité.

La classification SMR, montrent que la carrière présente des possibilités de ruptures de différents types (planaire, dièdre, basculement) au niveau des formations rocheux. Les différents modes d'instabilité potentiels ont été caractérisés par une étude cinématique ensuite par une projection stéréographique (DIPS V6), au niveau des couches, nous avons constaté une possibilité de glissement plane dans la couche C2 (F4) et différents glissements dièdres dans la même couche et une seule possibilité dans la couche C1 (glissement en dièdres de F2).

Par la suite, une analyse de stabilité a été réalisée par application de trois méthodes différentes ; méthode d'équilibre limite par SLIDE, on utilisant l'option «Auto Refine Research» du logiciel pour obtenir la surface la plus critique, la méthode des éléments finis, par Phase2, on utilisant l'option SSR Search Area et la méthode de différences finies par FLAC on utilisant l'option Exclure Régions. 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 dans le cas statique et 1,1 dans l'état dynamique.

Cette étude nous a permis de tirer les constatations suivant :

### **A- La stabilité de la carrière Chouf Amar à l'échelle des profils**

Dans le profil complet, la stabilité est bonne suivant les deux cas (statique et dynamique) par les trois méthodes MEL, MEF et MDF, avec des facteurs de sécurité supérieurs au seuil minimal admis pour la stabilité du talus ( $FS > 1.3$  dans l'état statique et  $FS > 1.1$  dans l'état dynamique) que ce soit la marnes sèche ou drainée, ce qui implique qu'il n'y a aucune

---

---

influence des travaux de dynamitage et d'intercalation marneuse drainée sur la stabilité de profil.

Dans les profils C1, C2 et C3, l'analyse de stabilité par la méthode d'équilibre limite nous indique que les trois profils sont stables à long terme dans tous les cas (surface circulaire et non circulaire dans les cas statique et dynamique). Par contre, dans les deux autres méthodes (MEF et MDF), on remarque qu'il y'a une influence importante et remarquable de l'effet de dynamitage avec la marne drainée sur la stabilité des profils C2 et C3.

### **B- La stabilité de la carrière Chouf Amar à l'échelle des bancs**

Selon les déplacements totaux, on remarque une importante concentration de déplacement au niveau des bancs, indiquant une possibilité des glissements potentiels des terrains, et la déformation de cisaillement devenant très claire est concentrée dans les différents bancs. Donc les deux options «SSR Search Area» du logiciel Phase2 et «Exclure régions» du logiciel Flac ont été utilisés pour confirmer l'influence des couches de marne et travaux dynamitage. Cette étude montre que les différents gradins des niveaux (1030-1050 (profil C1), 960-980 (Profil C3), 920-940 et 900-920 (Profil C2)) sont instables.

Les résultats d'analyses, nous ont permis de tirer les constatations suivant :

- Les gradins avec intercalation marneux ont une stabilité médiocre
- Le problème majeur reste les travaux d'exploitations, qui conduisent à une instabilité générale de massifs (dans le sens des travaux). Une intercalation marneuse vient de s'ajouter à l'amplification du problème, ce qui augmente considérablement l'instabilité du talus, car cette dernière à une tendance de perdre ses caractéristiques en présence d'eau (couche savon).
- Le non-respect de l'art, le manque de planification de l'exploitation et la négligence de la surveillance continue, conduisent le plus souvent à des situations critiques et à des résultats néfastes.

Nous déduisons que l'interface marneuse constitue la cause probable d'une instabilité du massif en raison de sa mauvaise qualité.

## *Références Bibliographiques*

- 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).
- Ali R. 2008. Contribution à l'étude de la stabilité des massifs rocheux fracturés : caractérisation de la fracturation in situ, géostatistique et mécanique des milieux discrets. Sciences de l'ingénieur. Université Montpellier II.
- Aissi A., Cheikhaoui Y., Kanli A.I., Bensehoub A., Ariznavarreta F., 2019. Slope stability assessment in the opencast quarry in hammam dalaa (m'sila, Algeria). *Bulletin de l'Université nationale Taras Shevchenko de Kiev, GÉOLOGIE*. 2 (85)
- Amini, M., Majdi, A. & Aydan, Ö.1996. Numerical modelling of the flexural deformation of foliated rock slopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics abstracts*, 33(6), p595–606.
- Antoine P., 1992. Les problèmes posés par l'instabilité des versants de grande ampleur - aspects géologiques. *Bulletin AIGI*, n° 45, p. 9-24.
- Anbalagan, R., Sharma, S., & Raghuvanshi, T. K.1992. Rock mass stability evaluation using modified SMR approach. In *sixth National Symposium on Rock Mechanics. Proceedings* (Vol. 1, pp. 258-268).
- Barton. N, Lien. R, Lunde. J, 1974: Engineering classification of Rock Mass for the Design Support. *Rock Mechanics*, Vol 6, and pp.189 – 236
- Barton N. R. et Choubey V.1977.The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.* v10, issue 1, pp 1-54.
- Barton, N.R., 2012. From empiricism, through theory, to problem solving in rock engineering. In Q. & Zhou, ed. *Harmonising Rock Engineering and the Environment*. Qian & Zhou: Taylor & Francis Group, London, p13.
- Bélangier, J.2005.Analyse de stabilité des pentes rocheuses de la mine Troilus, Chibougamau, QC, université du Québec CANADA.
- Bieniawski Z.T.1989.Engineering rock mass classifications a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering“, New -York, Wiley Inter science, p. 52-56, 58, 59, 73-81.
- Bishop A. W. 1955. The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes. *Geotechnique*, 5:7–17
- 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*, p28.
- Carla A. 2011.Confrontation de modèles mécaniques et géologiques à la réalité d'un chantier du creusement d'un tunnel dans un massif rocheux fracturé , *L'école des mines d'Alès*.
- Castiaux S., 2015, Chouf Amar structural geology and mining operational risks. Rapport interne
- Chalhoub M.2006. Apports des méthodes d'homogénéisation numériques à la classification des massifs rocheux fracturées. Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, spécialité géologie de l'ingénieur, p. 39-45.
- Choi S, O. Chung S, K.2004.Stability analysis of jointed rock slopes with the Barton-Bandis constitutive model in UDEC. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr*, vol. 41, No (3), CD-ROM, Elsevier Ltd.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Cheng, Y. M., Lansivaara, T., & Wei, W. B. 2007. Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. *Computers and Geotechnics*, 137- 150.
- Chiwaye, H. 2010. A Comparison of the Limit Equilibrium and Numerical Modelling Approaches to risk Analysis for Open-Pit Mine Slopes. University of the Witwatersrand, Johannesburg
- Collin.F, Fox.R, Maquil, R , Schroeder, Ch ;2010 . Stabilité des Parois Rocheuses : Eboulement de la carrière RN 27 Michelau » ; Journée Technique, administration des ponts et chaussés de Luxembourg.
- Cojean, R., Fleurisson J, A .1987. Fracturation des massifs rocheux ; analyse, description statistique, simulation et application à la stabilité des talus de mines à ciel ouvert Corn, aux Jour. CORSS. Min. de l'Ind. Paris.
- Cruden, D. M. & Varnes, D.J. 1996. Landslide types and processes in Turner & Schuster, Landslides, Investigation and Mitigation, Special Report 247, National Academy Press, Washington, D.C.
- Dawson, E. Roth W.H and Drescher, A.1999. "Slope stability analysis by strength reduction," *Geotechnique*, vol. 49, no. 6, pp. 835.
- Deere, D. U., Hendron, A. J., Patton, F. D., & Cording, E. J. 1967. Design of surface and near surface construction in rock, failure and breakage of rock. In *Proceeding of the 8th Symposium on Rock Mechanics*, University of Minnesota, American Institute of Mineral Engineering.
- Deere, D. U. 1968. Geological considerations. *Rock mechanics in engineering practice*, 1- 20.
- Deere, D. U.1988.The Rock Quality Designation (RQD) index in practice“, In *Rock classification systems for engineering purposes*, edition Kirkaldie L., Philadelphia .p 91-101.
- Duncan, J. M., Stephen, G.W and Thomas, L. B. 2014. *Soil strength and slope stability*. Second edition, John Wiley & Sons Inc., Hoboken, New Jersey. ISBN 978-1-118-91795-4 (ebk)
- Duncan, W. 2018. *Rock slope engineering: civil applications*. Fifth edition, Boca Raton: Taylor & Francis, CRC Press. ISBN 9781498786287 (e-book)
- Edelbro, C. 2003. Rock mass strength: a review. *Luleå tekniska universitet. Engineering*, pp. 1-23.
- Fellenius W. 1927. *Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion*. Berlin, Ernst.
- Fleurisson J-A 2001, Structures géologiques et stabilité des pentes dans les massifs rocheux : description, analyse et modélisation, *Revue française de géotechnique* n °95/96.
- Fredj M., Hafsaoui A., Khadri Y., Boukarm R. 2018. Influence of the failure surface choice on the safety factor value during slope stability studies. *Naukovyi Visnyk Natsionalnoho Hirnychoho Universytetu*, (3), 30–35. <https://doi.org/10.29202/nvngu/2018-3/3>
- Fredlund D.G. and J. Krahn. 1977. Comparison of Slope Stability Methods of Analysis, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 14, N° 3, pp 429-439
- Gadri, L .2012.Etude de la déformation et de la rupture des massifs fissurés par la méthode des éléments finis, Cas de la mine souterraine de Boukhadra. Mémoire de doctorat en science, exploitation minière –université d'Annaba
- Gill, D. E., Leite, M. H., & Corthésy, R. 2002. Les instabilités structurales -Guides d'analyse par stéréographie et calcul des ancrages - Rapport technique EMP-RT-02-05. École Polytechnique de Montréal.
- Goodman, R. E. 1989. *Introduction to rock mechanics* (Vol. 2, p. 576). New York: Wiley.
- Goodman R.E., 2000, Behavior of Rock in Slopes, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126, 675- 2000.
- Griffiths, D. V., & Lane, P. A. 1999. Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique*, 49(3), 387-403.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 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.
- Hammah, R., Jacoub, T., Corkum, B., Curran, J. 2005. A comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit equilibrium investigations, Rocscience.
- Hammah, R. E., Yacoub, T., Corkum, B., Wibowo, F., & Curran, J. H. 2007. Analysis of blocky rock slopes with finite element Shear Strength Reduction analysis. Dans T. F. Group (Édit.), Proc., 1st Canada-U.S. Rock Mechanics Symp. Londre.
- Hoek E., Bray J. 1981. *Rock Slope Engineering*. The Institution Mining and Metallurgy, London.
- 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., Kaiser P.K. et Bawden W.F. 1995. Support of underground excavation in hard rock. A.A. Balkema/Rotterdam/BrookÖeld.
- Hoek E. et Brown E.T. 1995. Practical estimates of rock mass strength". *Int Rock Mech Min Sci*, volume 34, p. 1165–1170.
- Hoek, E., & Brown, E. T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165-1186.
- Hoek, E. & Bray, W. 2004. *Rock Slope Engineering* 4th ed. C. D. eds., London and New York.
- Hocking, G.A. 1976, Method for distinguishing between single and double plane sliding of tetrahedral wedges. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*. 13: pp. 225–226.
- Hudson, J. A., 1993. *Comprehensive Rock Engineering : Principles, Practice and Projects*. Vol. 3 : Rock Testing and Site Characterization. Oxford : Pergamon Press. pp. 553-599.
- ISRM. 1978. Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. International Society of Rock Mechanics, Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 15, 319-368.
- Itasca Consulting Group. (2016a). Fluid-mechanical interaction - Single Fluid Phase. Dans *FLAC Manual*.
- Itasca Consulting Group. 2016b. Background - The explicit finite difference method. Dans *FLAC Manual* (p. 36).
- 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
- John R., Peter S. 2010. Guidelines for open pit slope design, CRC Press Balkema, Chapter n° 9, Acceptance criteria, pp 235, ISBN: 9780415874410
- Jhanwar, J.C., 2012. A Classification System for the Slope Stability Assessment of Opencast Coal Mines in Central India. *Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- Jing, L., & Hudson, J. A. 2002. Numerical methods in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 39 409–427.
- 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.
- Krahn, J. 2003. The 2001 R.M. Hardy Lecture: The limits of limit equilibrium analyses, *Canadian Geotechnical Journal*, 40 pp. 643-660, <http://dx.doi.org/10.1139/t03-024>.
- 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.
- Markland, J.T. 1972, A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigidwedge sliding type of failure is expected. *Imperial College Rock Mechanics Research Report*. No. 19: 10 pages.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 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
- Marwan, M.1997. Effects of Groundwater on Stability of Rock and soil Slopes Department of Mining and Metallurgical Engineering McGill University.
- Melbouci, B. 2009. Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement“, Edition Elamel, Algérie, p. 48-56 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. p35.
- Mestat, P. 1997. Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique : Conseils et recommandations. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées 39-64
- Moret L. 1945. “Les écroulements de terrains en montagnes“. Edition de la Revue des Alpes, Grenoble, p12.
- Morgenstern N.R., Price V.E. 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces, *Geotechnique*, 15(1), p79-93.
- Palmström, A., & Singh, R. 2001. The deformation modulus of rock masses—comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(2), 115-131.
- Palmström, A. 1982. The volumetric joint count—a useful and simple measure of the degree of rock jointing. *Proc. 4th Int. Cong. Int. Assoc. Eng. Geol*, 5, 221-228.
- Panet M. et al. 1976. La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil. Association Amicale des Ingénieurs Anciens de l'E.N.P.C.
- Pedram, B .Y.2009. Modélisation de la stabilité des massifs rocheux avec prise en compte de l'endommagement des joints et des effets hydromécaniques, École Nationale des Ponts et Chaussées Paris.
- 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).
- Priest, S.D. & Hudson, J.A. 1976. Discontinuity spacing in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 13(5), pp.135–148.
- Priest, S. D. 1993. *Discontinuity Analysis for Rock Engineering* Chapman and Hall. New York, NY (473pp.).
- 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).
- Richard C .2007. Rétro-analyse de l'instabilité d'une pente dans une mine à ciel ouvert assistée de la modélisation numérique utilisant la méthode des éléments distincts. Université Laval Québec.
- Rotaru A, Daniel O and Paulică R. 2007. Analysis of the landslide movements. *International Journal of Geology* 1: 70-79.
- Romana, M. 1993. A Geomechanical Classification for Slopes: Slope Mass Rating“ in *Comprehensive Rock Engineering*, edition Oxford, Pergamon Press, p. 575-580.
- Romana, M. (1985, September). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In *Proceedings of the international symposium on role of rock mechanics*, Zacatecas, Mexico (pp. 49-53).
- Romana M., Seron J.B. et Montalar E. 2003. *SMR Geomechanics Classification: Application, Experience and Validation*, ISRM 2003 – Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003.
- Riquelme, A., Abellán, A., & Tomás, R. 2014. *SMRTool Beta. A Calculator for Determining Slope Mass Rating (SMR)*.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Saadoun A., Hafsaoui A., Khadri Y., Fredj M. 2018. Numerical modeling of slope stability in chouf amar limestone quarry (m'sila, algeria) *Naukovyi Visnyk NHU*, 2018, № 5 DOI: 10.29202/nvngu/2018-5/3
- 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.
- Sharifzadeh, M., Sharifi, M., & Delbari, S. M. 2010. Back analysis of an excavated slope failure in highly fractured rock mass: the case study of Kargar slope failure (Iran). *Environmental Earth Sciences*, 60 183–192. Doi: 10.1007/s12665-009-0178-2.
- 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., 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.
- Stille, H., & Palmström, A. 2003. Classification as a tool in rock engineering. *Tunnelling and underground space technology*, 18(4), 331-345.
- Sjöberg, J. 1999. Analysis of large scale rock slopes. (Lulea University of Technology).
- Tanguay S, 2016. Étude de la stabilité d'une excavation à ciel ouvert par différentes approches – application au cas de la carrière bedford, école polytechnique de montréal.
- Tomas, R., Delgado, J., & Serón, J. B. 2007. Modification of slope mass rating (SMR) by continuous functions. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 44(7), 1062-1069.
- Tomas, R., Cuenca, A., Cano, M., & García-Barba, J. 2012. A graphical approach for slope mass rating (SMR). *Engineering geology*, 124, 67-76.
- U.S. Geological Survey .1982.Goals and tasks of the landslide part of a ground failure hazard reduction program. U.S. Geological Survey Circular 880, 49pp.
- Wei W. B., & Cheng Y. M. 2010. Stability analysis of slope with water flow by strength reduction method. *Soils and foundations*, 50(1), 83-92.
- 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.
- Wittke, W. 2014. Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM). John Wiley & Sons.
- 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, Spon Press, New York.
- Yeo, K., Chen, A. 1993. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique *Jpn. Geotech. Soc.* 33(2), 194–196
- Yingren, Z., Shangyi, Z. 2004. Application of strength reduction FEM in soil and rock slopes. *Chin J. Rock Mech. Eng.* 23(19), 3381–3388
- Zahri .F, Hadji .R, Zighmi .K, Guesmi .Y, Boudjellal .R, Mahleb. A. 2019 .stability analysis of jointed rock slopes using geomechanical, kinematical, and limit equilibrium methods: the Chouf Amar career, m'sila, NE Algeria. *Mining Science*, vol. 26, 2019, 21–36. Doi: 10.5277/msc192602
- 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.
- 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.

**Références relative à cette thèse**

- A. Saadoun, A. Hafsaoui, M. Fredj. 2017. Landslide Study of Lands in Quarries. Case Chouf Amar - M'sila, Algeria. Contemporary Issues in Geo-environmental Engineering, Sustainable Civil Infrastructures. DOI: [10.1007/978-3-319-61612-4\\_3](https://doi.org/10.1007/978-3-319-61612-4_3).
- A. Saadoun, A. Hafsaoui, Y. Khadri, M. Fredj, R. Boukarm, R. Nakache. 2018. Model Study of Slope Stability in Open Pit by Numerical Modeling Using the Finite Element Method. Aspects Min Miner Sci. 1(3). DOI: [10.31031/AMMS.2018.01.000514](https://doi.org/10.31031/AMMS.2018.01.000514)
- A. Saadoun, A. Hafsaoui, K. Youcef, M. Fredj. 2018. Numerical modelling of slope stability in Chouf Amar limestone quarry (M'sila, Algeria). Naukovyi Visnyk Natsionalnoho Hirnychoho Universytetu. DOI: [10.29202/nvngu/2018-5/3](https://doi.org/10.29202/nvngu/2018-5/3)
- A. Saadoun\*, A. Hafsaoui, Y. Khadri, M. Fredj, R. Boukarm, R. Nakache. 2019. Study Effect of Geological Parameters of the Slope Stability by Numerical Modelling. Case Limestone Career of Lafarge M'sila, Algeria. IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science 221 (2019) 012021. DOI: [10.1088/1755-1315/221/1/012021](https://doi.org/10.1088/1755-1315/221/1/012021)

## ANNEXES

### ANNEXE 1. Les différents systèmes de classification des massifs rocheux (Palmström A.1995)

Système de classification	Référence	Pays d'origine	Applications
Rock Loads Factor	Terzaghi, 1946	E.U.A	Tunnels avec support en acier
Stand-up	Time Lauffer, 1958	Autriche	Tunnels
New Austrian tunnelling method (NATM)	Rabcewicz, 964/1965, 1975	Autriche	Tunnels
Rock Quality Designation (RQD)	Deere, 1968	E.U.A	Carottes de forage, tunnels
Rock Strength Rating (RSR)	Wickham et al, 1972	E.U.A	Tunnels
Rock Mass Rating (RMR)	Bieniawski, 1973, 1974, 1976, 1979 1989	Afrique du Sud E.U.A	Tunnels, mines, talus
Extensions du système RMR	Laubscher 1977, 1984 Ghose and Raju, 1981 Kendorski et al. 1983 Serafim and Pereira, 1983. Gonzales de Vallejo, 1983 Unal, 1983 Romana, 1985 Newman et Bieniawski, 1985	Afrique du Sud Inde E.U.A Portugal Espagne E.U.A Espagne E.U.A	Mines Mines de charbon Mines en roche dure Fondations Tunnels Support du toit/charbon Stabilité des pentes Mines de charbon
Rock Mass Quality	Barton et al. 1974	Norvège	Tunnels, chambres
Strength-Size	Franklin, 1975	Canada	Tunnels
Ramamurthy & Aurora Classification (RAC)	Ramamurthy et Aurora, 1993	Inde	Roche intacte
Geological Strength Index (GSI)	Hoek et al. 1995	Canada	Mines
Rock mass index system (RMI)	Palmström, 1995	Norvège	Tunnels, TBM, mines

## ANNEXES

### ANNEXE 2. Paramètre de classification des roches et notes de pondération de RMR

(Bieniawski ZT, 1989)

PARAMÈTRES			Coefficients						
A <sub>1</sub>	Résistance de la roche (MPa)	Indice de franklin (MPa)	> 10	4-10	2-4	1-4	Indice Franklin non utilisable (MPa)		
		Résistance à la compression (MPa)	> 250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	<b>Note</b>		<b>15</b>	<b>12</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>0</b>
A <sub>2</sub>	RQD		90-100	75-90	50-75	25-50	90-100		
	<b>Note</b>		<b>20</b>	<b>17</b>	<b>13</b>	<b>8</b>	<b>3</b>		
A <sub>3</sub>	Espacement des joints (m)		> 2	0,6-2	0,2-0,6	0,06-0,6	< 0,06		
	<b>Note</b>		<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>8</b>	<b>5</b>		
A <sub>4</sub>	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continue Éponte en contact non altérées	Surface légèrement rugueuses Épaisseur <1 mm Éponte non altérées	Surface légèrement rugueuses Épaisseur <1 mm Éponte altérées	Surface lustrées ou remplissage < 5 mm ou joints ouvert 1 à 5 mm Joints continues	Remplissage mou > 5 mm ou joints ouvert > 5 mm joints continus		
	<b>Note</b>		<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>0</b>		
A <sub>5</sub>	Venus d'eau	Débit sur 10 m (l/min)	Aucune venue d'eau	< 10	10-25	25-125	> 125		
		Pression d'eau contrainte principale	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
	Hydrogéologie		Complètement sec	Humide	Suintements (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	<b>Note</b>		<b>15</b>	<b>10</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>0</b>		

### ANNEXE 3. Valeur du paramètre de réduction A<sub>6</sub>. (Bieniawski ZT ,1989)

Pendage et direction des discontinuités		Très favorable	favorable	Bonne	défavorable	Très défavorable
Note	tunnel	0	-2	- 5	- 10	- 12
	fondation	0	-2	- 7	- 15	- 25
	Talus	0	-5	- 25	- 50	-60

## ANNEXES

### ANNEXE 4. Classes et propriétés globales des massifs rocheux (Bieniawski ZT ,1989)

Valeur de RMR	100-81	80-61	60-40	40-21	< 20
Description des roches	Très bonne Rocher	Bonne Rocher	Rocher Moyenne	Rocher médiocre	Rocher Très médiocre
Classe N°.	I	II	III	IV	V
Temps de soutien moyen	20 ans pour 15 m de portée	1an pour 10 m de portée	1 semaine pour 5 m de portée	10 heures pour 2,5 m de portée	30 minutes pour 1 m de portée
Cohésion du massif KPa	> 400	300-400	200-300	100-200	< 100
Angle de friction du massif	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°

### ANNEXE 5. Les paramètres de SMR. (Romana et al, 2003).

Facteurs d'ajustement liés aux joints (F1, F2, F3).		$\alpha_j$ : Direction du pendage des joints $\beta_j$ =Pendage du joint $\alpha_s$ =Direction du pendage du talus $\beta_s$ =Pendage du talus				
		Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Rupture Plane $ \alpha_j - \alpha_s $		> 30°	30° - 20°	20° - 10°	10° - 5°	< 5°
Basculement $ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ  =$						
Valeur F <sub>1</sub>		0,15	0,4	0,7	0,85	1,00
<b>Relation</b>		<b><math>F_1 = (1 - \sin  \alpha_j - \alpha_s )^2</math></b>				
$ \beta_j  =$		< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 45°	> 45°
La valeur de F <sub>2</sub>	Rupture plane	0,15	0,4	0,7	0,85	1,00
	Basculement	1,00				
<b>Relation</b>		<b><math>F_2 = \tan^2 \beta_j</math></b>				
Rupture plane $\beta_j - \beta_s =$		> 10°	10° - 0°	0°	0° - (-10°)	< (-10°)
Basculement $\beta_j + \beta_s =$		< 100°	110° - 120°	> 120°	-	-
Valeur de F <sub>3</sub>		0	-6	625	-50	-60
<b>Relation</b>		<b><math>F_3 =</math> ajustement de Bieniawski pour l'orientation des joints, 1976</b>				
F <sub>4</sub> : Facteur d'ajustement pour la méthode d'excavation.		Talus naturels	Prédécoupage	Découpage fin	Minage, ripage	Minage déficient
Valeur de F <sub>4</sub>		15	10	8	0	-8

## ANNEXES

### ANNEXE 6. Classes de pentes rocheuses selon SMR (Romana et al., 2003).

Description des classes										
Classe N°	Vb	Va	IVb	IVa	IIIb	IIIa	IIb	II a	Ib	Ia
Description	Très mauvaise 0-20		Mauvaise 21-40		Moyen 41-60		Bien 61-80		Très Bien 81-100	
Stabilité	Complètement instable		Instable		Partiellement stable		Stable		Complètement stable	
Rupture	Grand plan		Plan ou grand dièdre		Quelques joints ou beaucoup de dièdre		Quelques blocs		aucune	
Support	Re-excavation		Important/Correctif		Systématique		Ponctuel		Aucun	

## ANNEXES

### ANNEXE 7. Historique du glissement au niveau de la carrière de Chouf Amar

date	Niveau	Dimensions de la masse glissée	Les causes déclenchants	Photos présentatif
16/Aout/2009	980 - 1000	-12 m d'épaisseur -35 m de largeur -80 m de longueur	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Vibrations due aux tirs ;</li> <li>- Fissures et macro fissures existantes en surface des fronts ;</li> <li>- Discontinuités de l'amas rocheux.</li> </ul>	 <p style="text-align: center;">La Faille F1</p>
18/janvier/2010	980 - 1000	-7 m d'épaisseur -12 m de largeur -50 m de longueur	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Vibrations due aux tirs ;</li> <li>- Gisement en formation monticlinial ;</li> <li>- Présence de fissures en parallèle et des micros fissures subhorizontale;</li> <li>- Existence de la couche marneuse argileuse puissante de 1.5 à 2 m d'épaisseur.</li> </ul>	
15/Mai/2011	900 - 920	-5 à 6 m d'épaisseur -25 m de largeur -90 m de longueur	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Vibrations due aux tirs ;</li> <li>- Gisement en formation monticlinial ;</li> <li>- Présence d'une couche de marne tendre, imbibé d'eau sous-jacente;</li> <li>- Intercalation de deux couches différentes physiquement et chimiquement (C2 et C3).</li> </ul>	

## ANNEXES

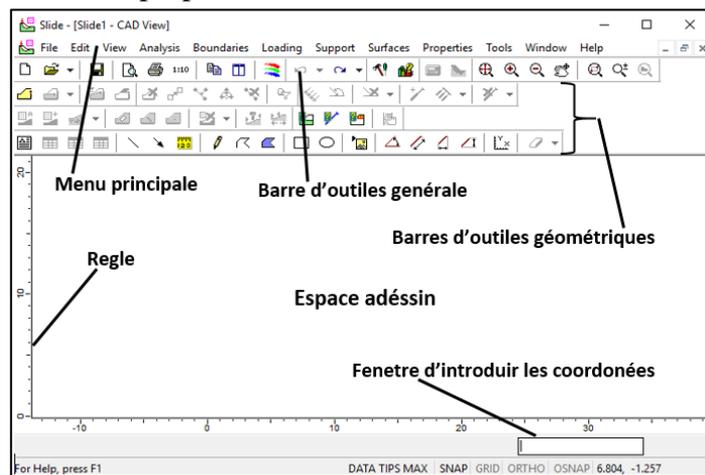
date	Niveau	Dimensions de la masse glissée	Les causes déclenchants	Photos présentatif
12/Juin/2011	940 - 960	-17 m d'épaisseur -10 m de largeur -40 m de longueur	- Vibrations due aux tirs ; - Fissures et macro fissures existantes en surface des fronts ; - Impacts de trois failles puissantes subhorizontales de banquette.	
09/Juillet/2015	920 - 940	-17 m d'épaisseur -27 m de largeur -117 m de longueur	- Vibrations due aux tirs ; - Existence de la couche marneuse argileuse puissante de 1.5 à 2 m d'épaisseur; - Superposition des deux couches différentes (C2 et C3);	
20/Janvier/2017	1030 - 1050	-17 m d'épaisseur -3 m de largeur -20 m de longueur	- Vibrations due aux tirs ; - Gisement en formation monticlinial ; - Intercalation de deux couches différentes physiquement et chimiquement (C1 et C2).	



## ANNEXE 9. METHODOLOGIE DE SIMULATION AVEC SLIDE ET MODELES DE COMPORTEMENT

SLIDE est un programme d'examen de sécurité oblique 2D créé par Roc-science, Toronto Canada. Elle donne des contours ou peut-être divisé des inclinaisons caractéristiques ou des pentes synthétiques (par exemple), coupes, digues et remplissages comptant des barrages en terre et des structures de retenue, par exemple des diviseurs d'embranchement et des structures de clous de sol et des terrils miniers, Wang et al, (2003). 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. Ce logiciel permet d'effectuer de divers opérations sur la stabilisation des pentes parmi lesquelles, Chaulya (1999) :

- L'évaluation de la stabilité des talus dans des conditions spécifiques ;
- L'évaluation de la possibilité de la rupture des pentes ;
- 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 ;
- 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 ;
- La détermination de l'influence des changements proposés sur une pente ;
- Les comparaisons de l'efficacité des solutions de rechange correctives ou préventives ;
- 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.



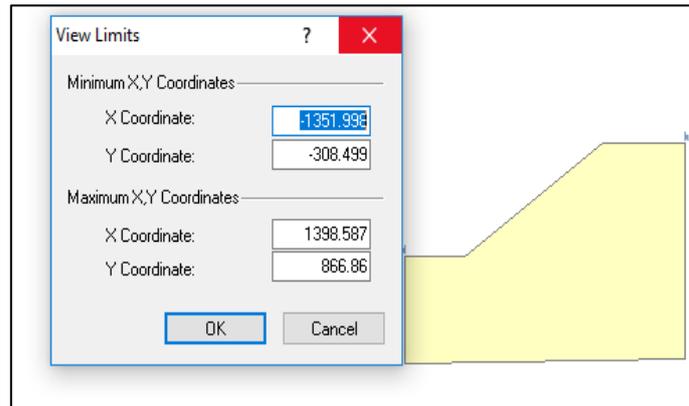
**Figure A9.1.** Interface de logiciel Slide 6.0

### 2. Modélisation par Slide

La modélisation par Slide pour but d'étude de stabilité d'une pente a des caractéristiques 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. Cette incertitude signifie que les ingénieurs doivent analyser divers scénarios possibles afin d'éviter les surprises et un comportement inattendu. et des dégâts peuvent produire par les glissements des terrains.

## 2.1. Les étapes de modélisation par Slide

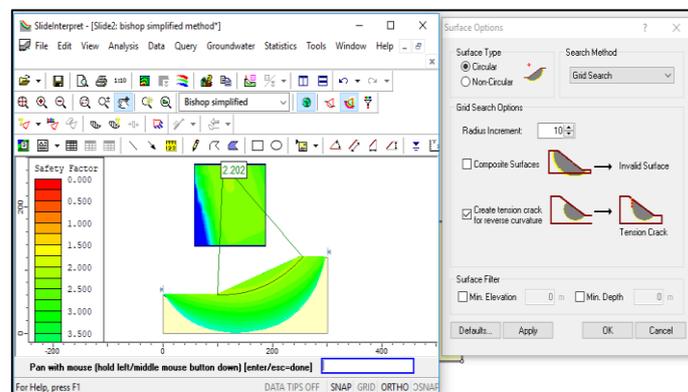
**A-Saisie des limites :** C'est de définir les limites de la région de dessin, afin de voir le modèle en cours de création que nous entrons dans la géométrie. La première limite qui doit être définie pour chaque modèle de Slide est la frontière externe, qui englobe la région d'analyse.



**Figure A9.2.** Fenêtre de sélection des limites du modèle (Logiciel Slide 6.0).

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. Les techniques employées par ce logiciel sont, Hammah (2005) :

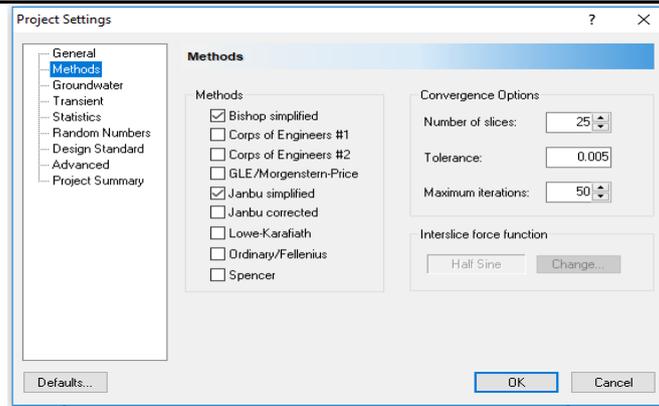
- La détermination d'une seule surface circulaire définie par un centre et un rayon ou par trois points sur la surface ;
- La recherche de la grille de surface circulaire ;
- La recherche auto-affiner : une technique itérative pour localiser le cercle de glissement minimum en utilisant les résultats d'une itération précédente pour réduire la zone de recherche dans l'étape suivante ;
- La recherche de bloc non-circulaire en utilisant la génération aléatoire de surface de glissement.



**Figure A9.3.** Fenêtre de sélection de la surface de glissement (Logiciel Slide 6.0).

### b. Méthodes d'analyse

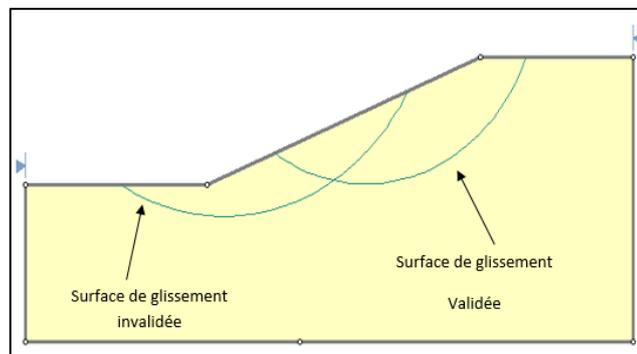
Slide comporte plusieurs méthodes d'analyse d'équilibre, d'où l'utilisateur peut sélectionner une ou toutes les méthodes d'analyse qui seront exécutées lors de la phase de calcul.



**Figure A9.4.** Fenêtre de sélection des méthodes d'analyse (Logiciel Slide 6.0).

- **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 :

- **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). Voir figure ci-dessous :



**Figure A9.5.** Exemple de validation de surface de glissement (Logiciel Slide 6.0).

-**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.

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 A9.6. 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 Ching, et al (1983) .

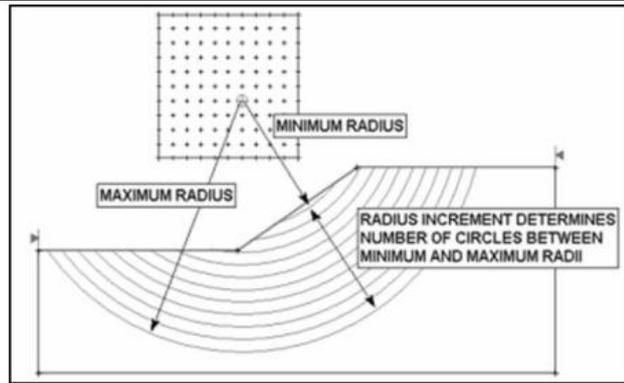


Figure A9.6. Exemple de détermination du nombre de cercles de glissement de Logiciel Slide

## 2.2. Propriétés

Les propriétés des matériaux sont introduites par l'utilisateur.

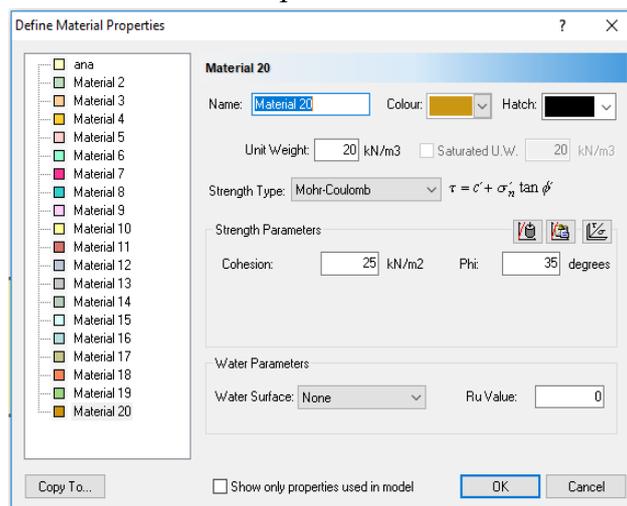


Figure A9.7. Fenêtre de saisie des propriétés des matériaux (Logiciel Slide 6.0).

## 2.3. 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.

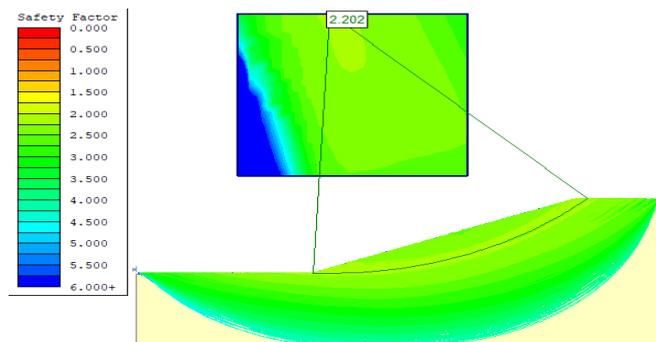
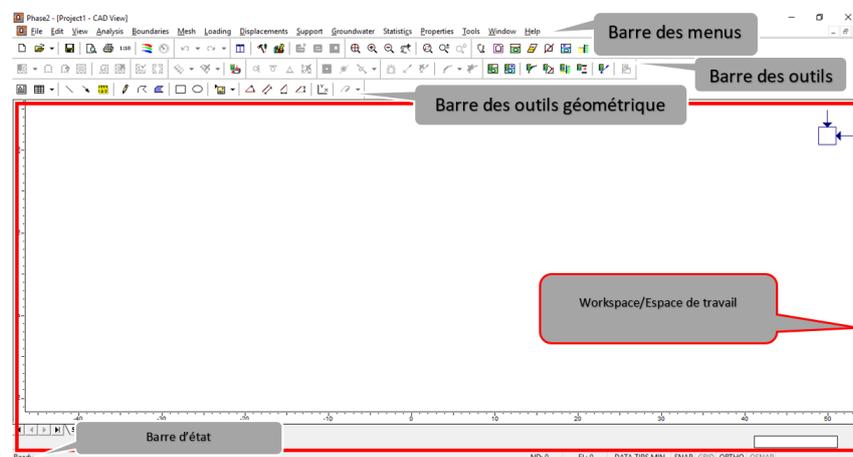


Figure A9.8. Exemple d'interprétation des résultats (Logiciel Slide 6.0).

## ANNEXE 10. METHODOLOGIE DE SIMULATION AVEC PHASE2 ET MODELES DE COMPORTEMENT

PHASE2 est un programme d'éléments finis pour les applications géotechniques dans lequel des modèles de sol sont utilisés pour simuler le comportement du sol. Alors il est utilisé pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique

Le code PHASE2 et ses modèles de sols ont été développés avec le plus grand soin. Bien qu'un grand nombre de tests et de validations aient été effectués, il n'est pas garanti que le code PHASE2 soit exempt d'erreurs. De plus, la simulation de problèmes géotechniques au moyen de la méthode des éléments finis implique implicitement certaines erreurs numériques et de modélisation inévitables. La précision à laquelle la réalité est approximée dépend fortement de l'expertise de l'utilisateur en ce qui concerne la modélisation du problème, la compréhension des modèles de sol et leurs limites, la sélection des paramètres du modèle et la capacité de juger de la fiabilité des résultats. Par conséquent, PHASE2 ne peut être utilisé que par des professionnels possédant l'expertise susmentionnée. L'utilisateur doit être conscient de sa responsabilité lorsqu'il utilise les résultats de calcul à des fins de conception géotechnique. Fig A10.1. (Rocscience®. 1989 - 2002).



**Figure A10.1** .Les différents éléments de la fenêtre principale du PHASE2

### 1-Les modèles de comportements utilisés dans PHASE2

Les propriétés d'un massif rocheux dépendent des propriétés de la roche constitutive, des propriétés des discontinuités (joints de stratification et failles) et enfin de l'orientation et de la fréquence de ces discontinuités

#### 1.1-Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hoek pour l'élasticité linéaire et isotrope. Il comporte deux paramètres de rigidité élastique : le module de Young  $E$  et le coefficient de poisson  $\nu$ . Ce modèle est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. Il peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures en béton ou en métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

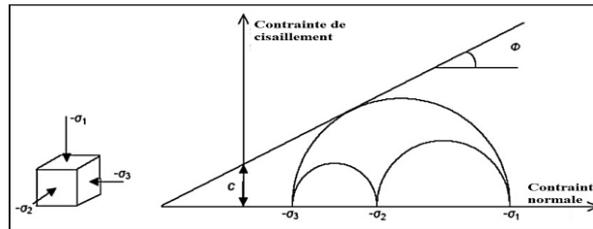
**1.2-Modèle de Mohr–Coulomb**

Ce modèle présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Il comprend cinq paramètres mécaniques ‘- E’, ‘v’ (paramètres d’élasticité), ‘ψ’, ‘C’ et ‘φ’ (paramètres géotechniques), déterminés par des essais de laboratoire et ils sont nécessaires pour les calculs de déformation ou de stabilité. (Rocscience®. 1989 - 2002).

Dans le plan de Mohr–Coulomb Fig A10.2, la droite intrinsèque est représentée par la formule A10.1 :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + C \quad (A10.1)$$

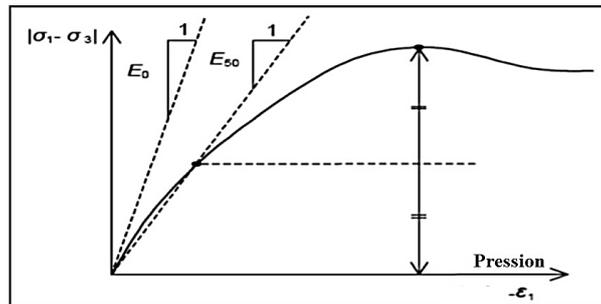
- $\sigma_n, \tau$  Sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement ;
- $C, \varphi$  ; Sont respectivement la cohésion et l’angle de frottement du matériau.



**Figure A10.2.** Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

- **Module de Young E**

Le module de Young varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Ce dernier nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture, (Fig A10.3).



**Figure A10.3.** Définition des modules E0 et de E50.

**Coefficient de Poisson (v)**

Le comportement global d’un massif fracturé est fortement anisotrope. Toutefois l’anisotropie de la matrice rocheuse est relativement faible et négligeable par rapport à celle qui est induite par la présence des fractures. Pour cette raison, nous admettons que le comportement de la roche est isotrope et caractérisé par un module de Young E et un coefficient de poisson v.

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4

- **Angle de frottement ( $\varphi$ )**

PHASE2 ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. Il peut être celui de frottement de pic ou celui de frottement du palier. On peut le déterminer à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (A10.2).

- **La cohésion (C) :**

Les roches sont beaucoup plus cohésives que les sols, mais il existe d'importantes différences de la valeur de la cohésion entre les types de roches, par exemple entre un granite et la craie. Le degré d'altération de la roche est un facteur à prendre en compte.

La cohésion est également en fonction de la présence de discontinuités. En effet, ces dernières sont les points faibles d'une roche et en déterminent fortement la résistance au cisaillement. Ainsi, lorsque de la présence des discontinuités, la résistance au cisaillement d'une roche sera dépendante de la résistance au cisaillement des joints de ces discontinuités et non de celle de la matrice.

- **Angle de dilatance ( $\psi$ )**

C'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ, \text{ pour } \varphi > 30^\circ ;$$

$$\psi = 0^\circ, \text{ pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches.

La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité, c'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

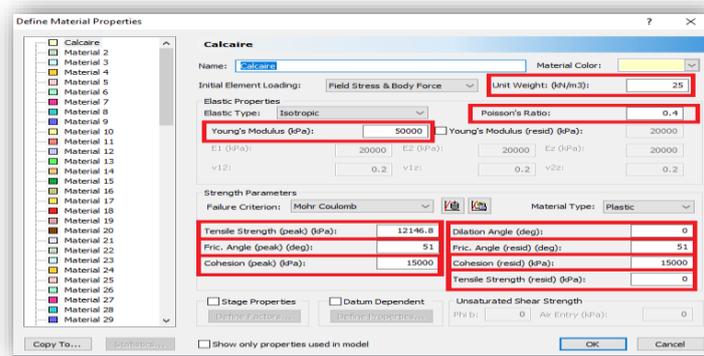


Figure A10.4. Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb (Logiciel PHASE2).

**Modèle pour les roches fracturées**

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

---

---

## 2. Processus de calcul utilisés dans PHASE2

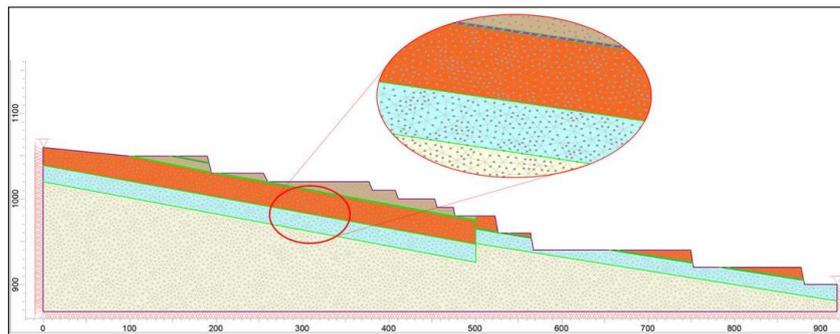
La modélisation dans PHASE2 consiste généralement à passer par les trois sous programmes modules qui sont :

- Le model (Le projet) ;
- Calculations ;
- Interprétation.

### Le projet (le model) :

- Une définition graphique et géométrique du modèle : C'est de définir les couches, les ouvrages, les phases de construction et chargements et les conditions aux limites. Elle s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. (Fig. A10.5)

- Une génération automatique du maillage : le maillage d'éléments finis est généré à partir du modèle géométrique, avec des options pour le raffiner.

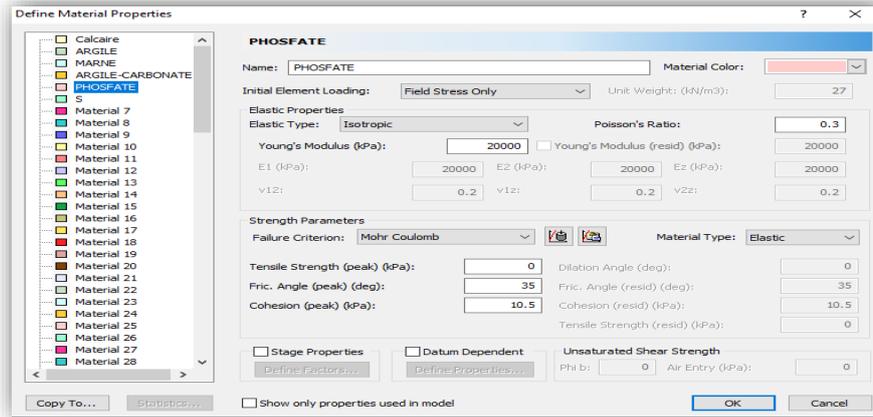


**Figure A10.5.** Fenêtre principale de PHASE2 montrant la définition géométrique du modèle et la génération automatique du maillage

- Les conditions aux limites : Ce sont des déplacements nuls imposés. Ils peuvent être appliqués aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle dans toutes les directions. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

- Un chargement : deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie. Les charges peuvent être réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

- Introduire les propriétés des matériaux, (Fig A10.6) :

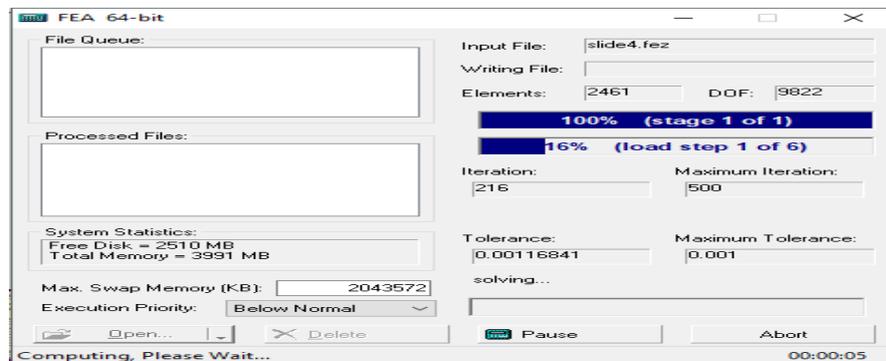


**Figure A 10.6:** Fenêtre de saisie des propriétés de matériaux, (Logiciel PHASE 2).

- Introduire le régime d'écoulement : Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaisons de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions.

### 3. Calcul

Le programme de calcul conduit à des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique soit par un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases peuvent être définies avant le lancement des calculs. (Fig.A10.7).



**Figure A10.7** Fenêtre de calcul, (Logiciel PHASE2).

### 4. Interprétation

Interprétation c'est la dernière étape de modélisation appelée (Post-processing) c'est une application destinée à visualiser les données et interpréter les résultats extraits à partir de la deuxième étape de modélisation avec PHASE2. Les résultats peuvent s'afficher dans le modèle ou bien dans les graphs... généralement on peut voir et interpréter les contraintes les déplacements facteur de sécurité...

---



---

**ANNEXE 11. METHODOLOGIE DE SIMULATION AVEC FLAC ET MODELES DE COMPORTEMENT**

FLAC est un logiciel de modélisation mécanique de problèmes géotechniques. Contrairement à la plupart des autres codes basés sur la méthode des éléments finis, FLAC<sup>2d</sup> utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoires mais un grand nombre d'itérations, (Itasca Consulting Groupe, 2007). Ce code a été développé pour traiter les problèmes non linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique, intégrant un mode de résolution explicite des équations de la mécanique.

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac, trois composants fondamentaux d'un problème doivent être indiqués :

1. *Générer le maillage ;*
2. *Définir les paramètres constitutifs ;*
3. *Appliquer les conditions initiales aux limites.*

La figure A11.1 (Adoptée du manuel Flac) présente les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser un problème en Flac. La simulation se fait par phase et la réponse du système est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s'assurer de la validité des résultats.

### 1. Modèles de comportement

Les modèles de comportement utilisés par le logiciel FLAC sont nombreux (modèle nul, élasticité linéaire et non linéaire, Mohr-Coulomb, Hoek Brown, Dracker Prager, écrouissage positif/négatif, modèle à deux surfaces d'écoulement « Double Yield » et Cam- lay modifié).

#### 1.1 *Modèle nul (matériau excavé)*

Le modèle de matériau nul est utilisé pour représenter les zones de sol excavées, les contraintes dans un matériau nul sont automatiquement prises égale à zéro ( $\sigma_{ij}^N = 0$ ).

#### 1.2 *Modèle élastique*

Le modèle élastique fournit la plus simple représentation du comportement du matériau. Ce modèle est valide pour des matériaux homogènes, isotropes et continus et qui présentent un comportement linéaire en contrainte - déformation, sans hystérésis au déchargement.

Dans ce modèle élastique, les incréments de déformation engendrent les contraintes selon la loi linéaire inverse de Hoek

$$\Delta\sigma_{ij} = 2G\Delta\varepsilon_{ij} + \alpha_2\Delta\varepsilon_{kk}\delta_{ij} \quad (A11.1)$$

Où est appliquée la sommation d'Einstein,  $\delta_{ij}$  est le symbole delta Kronecker, et  $\alpha_2$  est une constante du matériau liée au module de compressibilité K, et au module de cisaillement G par :

$$\alpha_2 = K - \frac{2}{3}G \quad (A11.2)$$

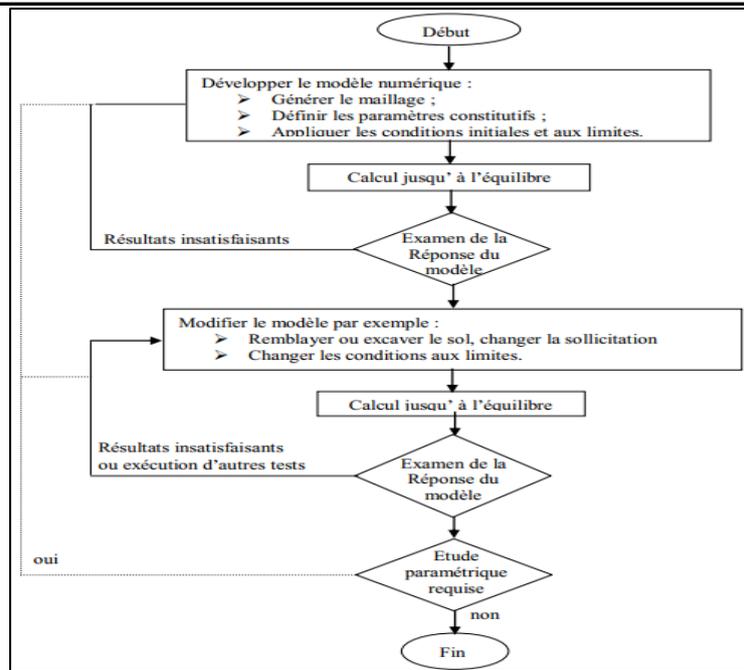


Figure A11.1. Méthodologie de modélisation numérique avec FLAC.

1.3 Modèle de Mohr Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est le modèle conventionnel utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches. Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E, ν), une surface de charge F(σ<sub>ij</sub>) et un potentiel plastique g(σ<sub>ij</sub>). C’est un modèle à 5 paramètres. Dont 2 paramètres élastiques (E et ν) et 3 paramètres de rupture (c, φ et ψ). Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de coulomb d’équation :

$$\tau = c + \sigma_n \cdot tg\varphi \tag{A11.3}$$

La représentation de ce critère dans le plan de Mohr est donnée par la figure A11.2.

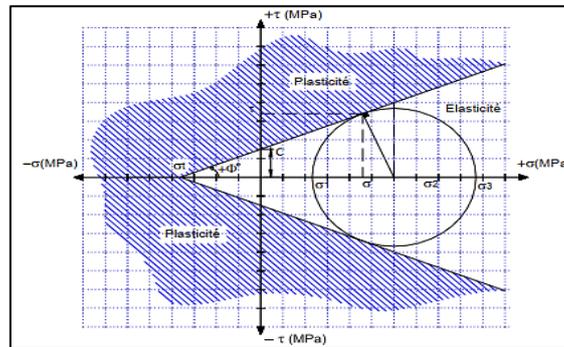


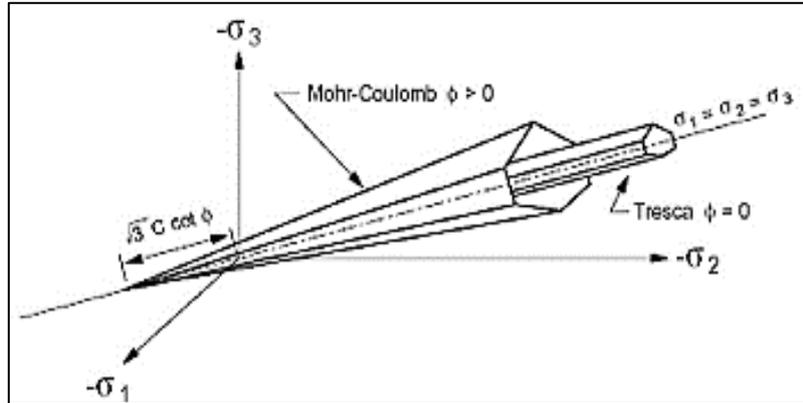
Figure A11.2. Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr.

La contrainte intermédiaire σ<sub>2</sub> n’intervient pas dans sa formulation.

Dans le cas d’un matériau purement cohérent (φ = 0), on dit qu’il s’agit du critère de Tresca. Dans l’espace des contraintes principales, la surface définie par la fonction de charge est une pyramide dont l’axe est la trisectrice, comme illustré sur la figure A11.3. Sa section dans le plan déviatoire est un hexagone irrégulier, comparable à celui du critère de Tresca (qui est un cas

particulier de Mohr Coulomb lorsque  $\phi = 0$ ). L'expression analytique d'un des plans de la pyramide, en fonction des contraintes principales, est donnée par :

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}\sigma_3 - \frac{2c.\cos\phi}{1-\sin\phi} \quad (A11.4)$$



**Figure A11.3.** Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca (2000).

Le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée décrite par l'équation :

$$g(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1+\sin\Psi}{1-\sin\Psi}\sigma_3 \quad (A11.5)$$

#### 1.4 Modèle de Drucker-Prager

Le modèle élasto-plastique de Drucker-Prager est utile pour modéliser les argiles molles avec des valeurs basses de l'angle de frottement. Cependant ce modèle n'est généralement pas recommandé pour des applications à des matériaux géologiques. Il est essentiellement inclus ici pour permettre d'effectuer la comparaison avec les résultats d'autres programmes numériques.

#### 1.5 Modèle radoucissant- durcissant

Le modèle radoucissant-durcissant permet la représentation du comportement non linéaire radoucissant et durcissant basé sur des variations prévues des propriétés du modèle de Mohr-Coulomb (cohésion, angle de frottement, dilatance...) comme fonction de la déformation plastique déviatoriques.

#### 1.6 Modèle modifié de Cam Clay

Le modèle modifié de Cam Clay peut être utilisé pour représenter les matériaux tels que les argiles molles, quand l'influence des changements de volume sur la plus part des propriétés et sur la résistance au cisaillement doivent être pris en considération.

#### 1.7 Modèle de Hoek-Brown

Le critère de rupture de Hoek-Brown caractérise l'état de contrainte qui conduit à la rupture dans les roches et les masses rocheuses intactes. La surface de rupture est non-linéaire et est basée sur la relation entre la plus grande et la plus petite contrainte principale. Le modèle inclut une loi d'écoulement plastique qui varie comme une fonction du niveau de contrainte limité.

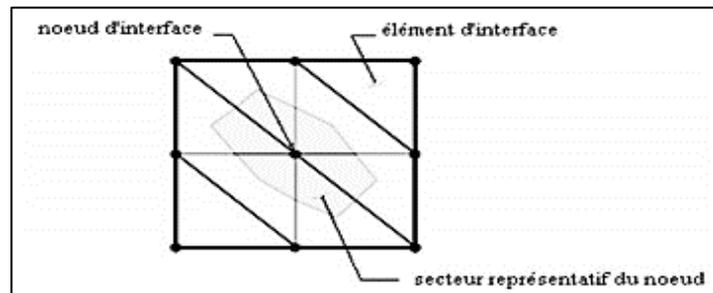
## 2. Modèle de comportement de l'interface dans FLAC

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter de manière simplifiée le comportement des joints ou les couches minces, et les liaisons entre éléments de structure et éléments sol-roche.

FLAC<sup>2D</sup> représente des interfaces d'éléments triangulaires (éléments d'interface), dont chacun est défini par trois nœuds (nœuds d'interface).

Généralement, des éléments d'interface sont fixés à une face de la surface d'une zone ; deux éléments triangulaires d'interface sont définis pour chaque face quadrilatérale de zone. Des nœuds d'interface sont alors créés automatiquement à chaque sommet d'élément d'interface. Quand une autre surface de modèle entre en contact avec un élément d'interface, le contact est détecté au nœud d'interface, et est caractérisé par des rigidités normales et de cisaillement, et des propriétés de glissement.

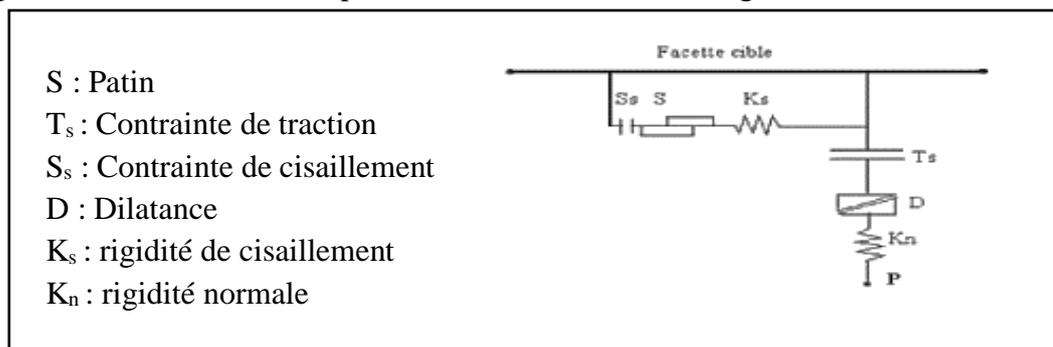
La figure A11.4 illustre la relation entre les éléments d'interface et les nœuds d'interface et le secteur représentatif lié à un nœud individuel.



**Figure A11.4.** Distribution de secteurs représentatifs à nœuds d'interface.

La relation fondamentale de contact est définie entre le nœud d'interface et une face de surface de zone, également connu sous le nom de face de cible. La direction normale de la force d'interface est déterminée par l'orientation de la force de cible. Le modèle constitutif est défini par un critère de résistance au cisaillement de Coulomb qui limite la force de cisaillement agissante à un nœud d'interface, des rigidités normale et de cisaillement, des contraintes de traction et de cisaillement, et un angle de dilatance qui cause une augmentation de la force normale effective sur la facette cible après que la limite de résistance de cisaillement soit atteinte.

La figure A11.5 illustre les composants du modèle constitutif agissant au nœud d'interface (P).



**Figure A11.5.** Détail des composants d'un élément d'interface.

## ANNEXES

---

---

Trois options sont disponibles pour spécifier le comportement de l'interface :

- 1- Interfaces collées : l'interface reste élastique si les contraintes restent au-dessous des contraintes limites. Il y a une force de lien de cisaillement aussi bien qu'une force de résistance en traction. Si la limite de traction ou cisaillement est dépassée le long de l'interface, alors l'interface cisailée et les forces normales et tangentielle sont ramenées à une valeur nulle. La valeur de la force limite de cisaillement est donnée en fonction de la valeur de traction. La valeur par défaut de la résistance à la traction est zéro.
- 2- Résistance au cisaillement : le comportement du segment d'interface est déterminé par le frottement et la cohésion (et bien sur la rigidité). Le critère de résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb limite les forces de cisaillement par la relation suivante :

$$f_{s,max} = c_i \cdot A + \tan\delta \cdot f_n \quad (\text{A11.6})$$

Ou

$c_i$  : adhésion le long de l'interface ;

$A$  : secteur représentatif associé au nœud d'interface ;

$\delta$  : angle de frottement à l'interface ;

$f_{s,max}$  : force de cisaillement ;

$f_n$  : force normale ;

Si le critère est satisfait, c'est-à-dire si

$$|f_s| \geq f_{s,max} \text{ alors } f_s = f_{s,max} \quad (\text{A11.7})$$

- 3- Glissement : un lien intact, par défaut, empêche tout comportement de glissement ou séparation.

Il y a une propriété facultative qui cause la séparation des liens intacts. L'attribution des propriétés mécaniques (en particulier les rigidités) à une interface dépend de la manière avec laquelle l'interface est employée.