

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES MINES ET METALLURGIE**

**ENSMM-Annaba-**



DÉPARTEMENT GENIE MINIER

Mémoire de fin d'études

**INGENIEUR**

**ÉTUDE DE STABILITÉ DE LA CARRIÈRE  
D'AIN EL KEBIRA « GISEMENT DE CALCAIRE  
NOUVELLE EXTENSION »**

**Présenté(e) par :** Mr Azzedine REDJEM  
Mr Islam Charef Eddine FILLALI

**Encadré(e) par :** Mme Houda MAHTALI

**Membres du jury :** Mme Sameh HABBES  
Dr Kamel OMRACI

Président  
Rapporteur

**Juin 2018**

## *REMERCIEMENTS*

*Nous remercions tout d'abord ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force, la santé, et la patience pour arriver là où nous sommes. Le grand merci à notre promotrice : Mme MAHTALI pour ses conseils et son aide et qui a mis à notre disposition tous les outils nécessaires pour réaliser ce travail.*

*Nous remercions les membres du jury qui ont bien voulu accepter d'examiner ce mémoire et à cet égard nous leur présentons nos profonds respects, et notre grande gratitude.*

*Nous rendons grâce à tous les enseignants du département des Mines qui nous ont suivis durant notre cursus, et tous ceux qui ont contribué, à ce que ce travail prenne forme*

*Nous exprimons aussi nos remerciements à monsieur SOUKHEIL SAMIR et à tout le personnel du laboratoire de l'école.*

*Nous tenons à remercier : nos parents pour leurs pensée et leurs soutien et les enseignants pour l'aide et leurs patience tout le temps de travail, et leurs orientation afin d'accéder à l'objectif tracé.*

*Je voudrais adresser toute ma gratitude à monsieur KHERIS ADEL ingénieur géologue, Mr GHAMOUD KAMEL géologue minier, Mr MEZOUAR SOFIANE CHEF DE CARRIERE pour leur patience, disponibilité et surtout leurs judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.*

*Je désire aussi remercier les doctorants de notre école CHEIKHAOUI YUCEF et MEKAHLIA NAOUFEL pour leur aide et encouragement.*

## ***Dédicace***

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma très chère mère et à mon père.*

*A mes frères et à mes sœurs.*

*A toute la famille FILALI et RAMLI*

*A tous mes amis et toute ma promotion.*

*A mes collègues et leurs familles.*

*A tous mes professeurs.*

*A tous ceux qui de loin ou de près n'ont  
pas cessé de m'apporter leur soutien  
pendant mes années d'études.*

**ISLAM CHAREF EDDINE**

## **Dédicace**

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Ma très chère mère et à mon père.*

*A mes frères et à mes sœurs.*

*A toute la famille REDJEM, DAIKHA  
KARROUT Et CHEBAB*

*A tous mes amis et toute ma promotion.*

*A mes collègues et leurs familles.*

*A tous mes professeurs.*

*A tous ceux qui de loin ou de près n'ont  
pas cessé de m'apporter leur soutien  
pendant mes années d'études.*

**REDJEM AZZEDDINE**

## **Résumé**

Le présent travail s'articule autour d'une analyse des deux types des talus l'une au cours de l'exploitation et l'autre prévisionnelle au niveau de la carrière Ain El Kebira dans la région de Sétif.

Pour effectuer ce travail, on avait besoin de collecter les données géologiques afin de déterminer les différents facteurs qui peuvent nuire à la stabilité de ces talus, pour qu'on puisse recommander des solutions adéquates afin de limiter ces problèmes.

Pour cela, toutes les données disponibles concernant les différentes discontinuités existantes dans le massif rocheux, leurs pendage, direction et caractéristiques mécaniques et l'existence des eaux dans ces discontinuités afin de calculer le coefficient de sécurité de ces talus.

Les résultats de ce travail montrent clairement qu'il existe des cas de stabilité et des cas d'instabilité et que la présence des eaux dans les discontinuités remplies par l'argile est le facteur le plus influant sur la stabilité de la structure à cause de leur effet dégradant des caractéristiques mécaniques et physiques du massif.

Finalement, l'installation d'un système de drainage semble être la meilleure recommandation pour assurer la stabilité des talus.

**Mots clés :** stabilité, talus, prévisionnelle, coefficient de sécurité, discontinuité

## ملخص

يتمحور هذا العمل حول دراستين لتقييم استقرار المنحدرات الأولى والتي هي قيد الاستغلال والثانية المبرمجة مستقبليا على مستوى محجرة مصنع الاسمنت بعين الكبيرة ولاية سطيف.

لإتمام هذا العمل احتجتنا الى دراسة جيولوجية من أجل تحديد مختلف العوامل المؤثرة سلبا على استقرار هذه المنحدرات، ليكون في مقدورنا اقتراح الحلول اللازمة للحد من تأثير هذه العوامل

من أجل هذا، تم جمع جميع المعلومات حل اتجاه والميل والخصائص الميكانيكية للفواصل الجيولوجية الموجودة على مستوى هذه المنحدرات، وكذلك إمكانية تواجد المياه في هذه الأخيرة، ذلك من أجل حساب معاملات الأمان لمنحدرات المحجر.

نتائج هذا العمل بينت لنا وجود حالات استقرار وحالات عدم استقرار، والمسبب الرئيسي في هذه الأخيرة هو تواجد المياه في الفواصل الجيولوجية الممتلئة بالطين، والتي ادت الى تدهور الخصائص الميكانيكية والفيزيائية لهذه الفواصل مما يؤثر سلبا على معاملات الاستقرار.

**كلمات مفتاحية** استقرار توقعية معامل الأمان منحدر فواصل جيولوجية

## **Abstract**

This aim of this project is based on an analysis of two types of slopes, one during exploitation and the other planned for the near future at the level of Ain El Kebira exactly in sétif city.

To complete this work, it was necessary to collect the geological data in order to determine the various factors that could affect the stability of these slopes, so that we will be able to find the suitable recommendation to limit these problems.

For this, all available data concerning the different discontinuities existing in the rock mass, their dip, direction and mechanical characteristics and the existing water in the rock in order to calculate the safety factor of these slopes.

Cases of stability and instability were shown clearly by the results. However, the presence of water in the discontinuities filled by the clay is the most influential factor on the stability of the structure because of their degrading effect of the mechanical and physical characteristics of the massif.

Finally, the installation of a drainage system seems to be the best recommendation to ensure slope stability.

**Key words:** stability, slope, prediction, factor of safety, discontinuity

## Table des matières

### REMERCIEMENTS

*Dédicace*

*Dédicace*

Résumé

ملخص

Abstract

Liste des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION GENERALE..... 1

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES MASSIFS ROCHEUX..... 3

I- Introduction..... 3

I.1 Définition de la roche et du sol..... 3

I.2 Structure des massifs rocheux ..... 3

I.2.1 Matrice rocheuse ..... 3

I.2.2 Discontinuités du massif rocheux ..... 4

I.3 Type géotechnique de la roche ..... 7

I.4 Les propriétés physiques des roches..... 8

I.4.1 La porosité ..... 8

I.4.2 Masses volumiques ..... 8

I.4.3 La teneur en eau ..... 8

I.4.4 Degré de saturation ..... 8

I.4.5 Perméabilité ..... 9

I.5 Caractéristiques mécaniques des roches..... 9

I.5.1 Résistance à la compression..... 9

I.5.2 Résistance à la traction..... 10

I.5.3 Résistance au cisaillement ..... 10

|                |                                                                                                                                                |    |
|----------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| I.5.4          | L'angle de frottement interne ( $\phi$ ).....                                                                                                  | 11 |
| I.5.5          | Cohésion (C).....                                                                                                                              | 11 |
| I.5.6          | Fissuration des roches .....                                                                                                                   | 11 |
| I.5.7          | Les déformations.....                                                                                                                          | 12 |
| I.5.8          | L'élasticité.....                                                                                                                              | 12 |
| I.5.9          | La plasticité.....                                                                                                                             | 12 |
| I.6            | Détermination des paramètres par estimation .....                                                                                              | 12 |
| I.6.1          | Calcul de la cohésion et l'angle de frottement interne à l'aide du coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux .....            | 13 |
| I.6.2          | Estimation de la cohésion et l'angle de frottement interne à l'aide de critère Hoek-Brown du massif rocheux et le critère de Mohr Coulomb..... | 15 |
| CHAPITRE II :  | Classification des différents types de mouvements de terrain .....                                                                             | 16 |
| II.            | Introduction.....                                                                                                                              | 16 |
| II.1           | Classification des mouvements de terrain .....                                                                                                 | 16 |
| II.1.1         | Pentes naturelles.....                                                                                                                         | 16 |
| II.1.2         | Talus artificiels.....                                                                                                                         | 17 |
| II.2           | Description des principaux types de mouvements .....                                                                                           | 17 |
| II.2.1         | Les mouvements lents et continus.....                                                                                                          | 17 |
| C.             | Glissement dièdre :.....                                                                                                                       | 19 |
| II.2.2         | Les mouvements rapides .....                                                                                                                   | 21 |
| II.3           | Principales causes de glissements de terrains.....                                                                                             | 23 |
| II.4           | vitesse de déplacement .....                                                                                                                   | 24 |
| CHAPITRE III : | METHODES D'EVALUATION ET DE CALCUL DE LA STABILITE                                                                                             | 26 |
| Introduction   | .....                                                                                                                                          | 26 |
| III.1          | Méthodes d'évaluation .....                                                                                                                    | 27 |
| III.1.1        | Méthode stéréographique .....                                                                                                                  | 27 |
| III.2          | Calcul de la stabilité des talus.....                                                                                                          | 30 |
| III.2.1        | Glissement sur un plan unique .....                                                                                                            | 30 |

|                                                                                    |                                                              |    |
|------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|----|
| III.2.1.4                                                                          | Plan de glissement critique .....                            | 35 |
| CHAPITRE IV : ANALYSE DE LA STABILITE AU NIVEAU DE LA CARRIERE D'AIN KEBIRA     36 |                                                              |    |
| IV.1                                                                               | Etude géologiques du gisement .....                          | 37 |
| IV.1.1                                                                             | Situation géographique du gisement d'Ain El Kébira .....     | 37 |
| IV.1.2                                                                             | Climat de la région .....                                    | 39 |
| IV.1.3                                                                             | Stratigraphie de la région du Djebel Medjounes: .....        | 40 |
| IV.1.4                                                                             | Stratigraphie et paléogéographie .....                       | 40 |
| IV.1.5                                                                             | Géologie du gisement.....                                    | 41 |
| IV.1.6                                                                             | Tectonique du gisement .....                                 | 42 |
| IV.2                                                                               | Conditions minières .....                                    | 42 |
| IV.2.1                                                                             | Régime de fonctionnement de la carrière.....                 | 42 |
| IV.2.2                                                                             | Système d'exploitation.....                                  | 42 |
| IV.2.3                                                                             | Etat actuel des travaux d'exploitation.....                  | 43 |
| IV.2.4                                                                             | Travaux d'abattage:.....                                     | 43 |
| IV.2.5                                                                             | Foration : .....                                             | 43 |
| IV.2.6                                                                             | Les principaux paramètres du tir pour une volée : .....      | 44 |
| IV.2.7                                                                             | Chargement : .....                                           | 44 |
| IV.2.8                                                                             | Transport : .....                                            | 44 |
| IV.3                                                                               | Evaluation de la stabilité de la carrière d'Ain kebira ..... | 45 |
| IV.3.1                                                                             | Choix de la zone d'étude .....                               | 45 |
| IV.3.2                                                                             | Analyse stéréographique .....                                | 45 |
| A.1.                                                                               | Niveau 01 Gradin 01 : .....                                  | 46 |
| A.2.                                                                               | Niveau 01 Gradin 02 : .....                                  | 48 |
| A.3.                                                                               | Niveau 01 Gradin 03 : .....                                  | 50 |
| Conclusion .....                                                                   |                                                              | 52 |
| B.                                                                                 | Niveau 02 : .....                                            | 53 |

|                                                                                   |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Conclusion .....                                                                  | 55  |
| IV.3.3 Calcul et estimation de l'angle de frottement interne et la cohésion ..... | 56  |
| A. Cas non drainé (l'argile humide) : .....                                       | 56  |
| B. Cas drainé (l'argile sèche) : .....                                            | 57  |
| A) Résistance à la compression (Essai de compression uniaxiale) : .....           | 59  |
| a) Résistance à la traction : .....                                               | 63  |
| Discussion des résultats .....                                                    | 66  |
| IV.3.4 Calcul de coefficient de sécurité .....                                    | 66  |
| IV.3.5 Etude prévisionnelle .....                                                 | 80  |
| <i>VI.3.5.1.Définition de la prévision</i> .....                                  | 81  |
| <i>VI.3.5.2Méthode de travail</i> .....                                           | 82  |
| <i>VI.3.5.3Calcul du coefficient de sécurité</i> .....                            | 87  |
| VI.3.5.3.1Calcul de la surface de glissement A .....                              | 88  |
| VI.3.5.3.2Calcul de facteur de sécurité $F_s$ .....                               | 93  |
| IV.3.6 Solutions et recommandations .....                                         | 93  |
| CONCLUSION .....                                                                  | 94  |
| CONCLUSION GENERALE .....                                                         | 95  |
| Références bibliographiques .....                                                 | 97  |
| ANNEXES                                                                           | 100 |

## Liste des notations

|                |                                                                                  |
|----------------|----------------------------------------------------------------------------------|
| $F_s$          | Coefficient de sécurité                                                          |
| $\psi_f$       | L'angle du talus                                                                 |
| $\psi_p$       | L'angle du plan de glissement                                                    |
| $\psi_s$       | Le pendage de la pente au-dessus de la crête                                     |
| $\psi_{pc}$    | L'inclinaison du plan de glissement critique                                     |
| $\Phi$         | L'angle de frottement interne                                                    |
| $\Phi_{ech}$   | L'angle de frottement interne d'un échantillon                                   |
| $\Phi_m$       | L'angle de frottement interne du massif rocheux                                  |
| $c$            | La cohésion                                                                      |
| $c_{ech}$      | La cohésion d'un échantillon                                                     |
| $c_m$          | La cohésion du massif rocheux                                                    |
| $\lambda$      | Le coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux.                   |
| $\lambda_\phi$ | Le coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne.      |
| $H$            | La hauteur du talus                                                              |
| $h$            | Le profondeur d'existence de la couche argileuse dans la face du talus           |
| $h_w$          | La hauteur estimée de l'eau au milieu de la partie saturée du plan de glissement |
| $Z$            | La profondeur de la fissure de crête                                             |
| $Z_w$          | La profondeur de l'eau dans la fissure de tension                                |

|            |                                                      |
|------------|------------------------------------------------------|
| $Z_c$      | La profondeur critique de la fissure de traction     |
| $b_c$      | L'emplacement correspondant                          |
| $A$        | La surface du plan de glissement                     |
| $W$        | le poid du bloc de glissement                        |
| $b$        | La distance derrière la crête de la pente            |
| $\gamma_w$ | Le poids volumique de l'eau                          |
| $\gamma_r$ | Poids volumique des roches                           |
| $N$        | La composante normale du poids                       |
| $R$        | La force motrice                                     |
| $T$        | La composante tangentielle du poids                  |
| $U$        | Les forces d'eau agissant sur le plan de glissement  |
| $V$        | Les forces d'eau agissant sur la fente de la tension |
| $g$        | La pesanteur                                         |
| $\sigma_n$ | la contrainte normale                                |
| $\sigma_c$ | la résistance à la compression uni-axiale            |
| $\sigma_t$ | la résistance à la traction                          |
| $\sigma_1$ | La contrainte maximale à la rupture                  |
| $\sigma_3$ | La contrainte minimale à la rupture                  |
| $\tau$     | La résistance au cisaillement                        |
| $n$        | La porosité                                          |
| $\rho$     | La masse volumique                                   |
| $\omega$   | La teneur en eau                                     |
| $S_r$      | Degré de saturation                                  |

## Liste des figures

|                                                                                                                                                                                                                                                                                 |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure I-1: Orientation d'un plan de discontinuité. [3].....                                                                                                                                                                                                                    | 5  |
| Figure I-2: Essai de compression [8].....                                                                                                                                                                                                                                       | 9  |
| Figure I-3: Principe de l'essai brésilien. [7].....                                                                                                                                                                                                                             | 10 |
| Figure I-4: Courbe représentative de $\tau$ en fonction de $\sigma_n$ . [18] .....                                                                                                                                                                                              | 14 |
| Figure II-1 : Les principaux éléments descriptifs d'un glissement de terrain [11] .....                                                                                                                                                                                         | 17 |
| Figure II-2: Glissement plan. [10].....                                                                                                                                                                                                                                         | 18 |
| Figure II-3: Glissement rotationnel simple. [10].....                                                                                                                                                                                                                           | 18 |
| Figure II-4: Glissement rotationnel complexe. [12].....                                                                                                                                                                                                                         | 19 |
| Figure II-5: Rupture d'un dièdre (les fissures naturelles sont hachurées).....                                                                                                                                                                                                  | 19 |
| Figure II-6: Exemple de fluage. [10].....                                                                                                                                                                                                                                       | 20 |
| Figure II-7: Phénomène de retrait et gonflement des argiles. [10].....                                                                                                                                                                                                          | 21 |
| Figure II-8: Exemple d'écroulement rocheux. [11] .....                                                                                                                                                                                                                          | 21 |
| Figure II-9: Eboulement d'un massif rocheux. [11].....                                                                                                                                                                                                                          | 22 |
| Figure II-10: Les coulées de boue. [13] .....                                                                                                                                                                                                                                   | 22 |
| Figure II-11: Effondrement des cavités souterraines. [11].....                                                                                                                                                                                                                  | 23 |
| Figure III-1: Analyse de stabilité - Glissement en dièdre soumis à son seul poids [17].....                                                                                                                                                                                     | 28 |
| Figure III-2. : Orientation d'une discontinuité. [17] .....                                                                                                                                                                                                                     | 28 |
| Figure III-3 : utilisation de la boussole. ....                                                                                                                                                                                                                                 | 29 |
| Figure III-4: Géométrie de la pente présentant un glissement plan : (a) Coupe montrant des plans formant un glissement plan ;(b) Les surfaces de libération aux extrémités du glissement plan ;(c) L'utilisation de l'unité d'épaisseur dans l'analyse de la stabilité[16]..... | 31 |
| Figure III-5: Les géométries du glissement plan : (a) fissure de traction dans la partie supérieure du talus ; (b) fissure de traction à la face du talus (Duncan C. Wyllie and Christopher W. Mah). [16].....                                                                  | 32 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                              |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure III-6: Les pressions possibles des eaux souterraines sur le glissement plan : (a) une pression uniforme sur le plan de glissement ; (b) pression triangulaire sur la lame plane pour la nappe phréatique sous la base de la fissure de tension (Duncan C.) [16] ..... | 34 |
| Figure IV-1: photo de l'entreprise .....                                                                                                                                                                                                                                     | 36 |
| Figure IV-2: Situation géographique de la carrière d'Ain kebira .....                                                                                                                                                                                                        | 37 |
| Figure IV-3: vu sur la carrière.....                                                                                                                                                                                                                                         | 38 |
| Figure IV-4: photos représentant le gradin N° 01 .....                                                                                                                                                                                                                       | 46 |
| Figure IV-5 : photos représentant le gradin N°02 .....                                                                                                                                                                                                                       | 53 |
| Figure IV-6 : La variation de $\tau$ en fonction de $\sigma n$ dans le cas non drainé (échantillon n° 1). 56                                                                                                                                                                 |    |
| Figure IV-7: La variation de $\tau$ en fonction de $\sigma n$ dans le cas drainé (échantillon N°01).....                                                                                                                                                                     | 57 |
| Figure IV-8: échantillon du calcaire.....                                                                                                                                                                                                                                    | 60 |
| Figure IV-9: photo de l'échantillon écrasé .....                                                                                                                                                                                                                             | 61 |
| Figure IV-10: La variation de $\tau$ par rapport à $\sigma n$ de la première couche. ....                                                                                                                                                                                    | 62 |
| Figure IV-11: Analyse de stabilité - Glissement d'un bloc soumis à son poids propre, sur 2 plans sans cohésion et de même angle de frottement. Détermination des angles. [17].....                                                                                           | 66 |
| Figure IV-12: Coupe dans le plan vertical contenant l'intersection. [17].....                                                                                                                                                                                                | 66 |
| Figure IV-13: implantation de la fissure au niveau du gradin N°01 et N°02 ( schéma réalisée avec l'AUTOCAD ).....                                                                                                                                                            | 73 |
| Figure IV-14 : gradin N°01 avec les cotations nécessaires .....                                                                                                                                                                                                              | 74 |
| Figure IV-15: photo représentent les différentes fissures sur le gradin N°01 ce fait par l'auto CAD .....                                                                                                                                                                    | 75 |
| Figure IV-16: Représentation typique pour mode de rupture de talus rocheux (glissement plan) réalisé par L'AUTOCAD .....                                                                                                                                                     | 75 |
| Figure IV-17: représentation du mode de rupture (glissement plan) dans le cas d'argile sèche et argile humide .....                                                                                                                                                          | 77 |
| Figure IV-18: photo réelle en haut du talus.....                                                                                                                                                                                                                             | 77 |
| Figure IV-19: Représentation des fissures pour niveau du niveau N0°2 .....                                                                                                                                                                                                   | 78 |
| Figure IV-20: représentation de gradin N°02 et l'état d'avancement.....                                                                                                                                                                                                      | 78 |
| Figure IV-21: gradin à l'état sec stable .....                                                                                                                                                                                                                               | 79 |
| Figure IV-22: représentation du mode de rupture (glissement plan) dans les cas d'argile sèche et argile humide .....                                                                                                                                                         | 80 |
| Figure IV-23 : le plan d'exploitation final de la carrière sur le levé topographique.....                                                                                                                                                                                    | 81 |
| Figure IV-24: dessin du levé topographique ; phase finale, lignes qui définissent les coupes géologiques réalisé avec AUTOCAD .....                                                                                                                                          | 82 |

|                                                                                                                                                                                                                                    |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure IV-25: coupe géologique I-I' (1C1).....                                                                                                                                                                                     | 82 |
| Figure IV-26: coupe géologique II-II' (2C1) .....                                                                                                                                                                                  | 83 |
| Figure IV-27 : coupe géologique III-III' (3C1) .....                                                                                                                                                                               | 83 |
| Figure IV-28 : coupe géologique IV-IV'(4C1).....                                                                                                                                                                                   | 83 |
| Figure IV-29: coupe géologique V-V'(5C1).....                                                                                                                                                                                      | 83 |
| Figure IV-30 : coupe géologique VI-VI' (6C1).....                                                                                                                                                                                  | 84 |
| Figure IV-31: la coupe I-I' avec les gradins future dessinés avec AUTOCAD.....                                                                                                                                                     | 84 |
| Figure IV-32: la coupe II-II' avec les gradins future dessiné avec AUTOCAD.....                                                                                                                                                    | 84 |
| Figure IV-33: traçage des gradins obtenus du plan d'exploitation sur la coupe III-III' .....                                                                                                                                       | 85 |
| Figure IV-34: la coupe IV-IV' avec ses gradins .....                                                                                                                                                                               | 85 |
| Figure IV-35: l'implantation des gradins à l'aide du plan d'exploitation sur la coupe V-V' ..                                                                                                                                      | 85 |
| Figure IV-36: l'implantation des gradins à l'aide du plan d'exploitation sur la coupe VI-VI'                                                                                                                                       | 85 |
| Figure IV-37: représente un risque potentiel d'instabilité sur la coupe II-II .....                                                                                                                                                | 86 |
| Figure IV-38: La phase en vert représente le début de la phase d'exploitation où il existe le<br>risque de glissement, par contre les niveaux tracés en violet représentent la phase finale (bord<br>final de l'exploitation)..... | 86 |
| Figure IV-39: la phase finale des gradins avec la famille des discontinuités calcaireuses .....                                                                                                                                    | 87 |
| Figure IV-40: Les géométries du glissement plan : (a) fissure de traction dans la partie<br>Supérieure du talus ; (b) fissure de traction à la face du talus (Duncan C. Wyllie and<br>Christopher W. Mah). [7] .....               | 88 |
| Figure IV-41: représentation des niveaux en cours d'exploitation .....                                                                                                                                                             | 89 |
| Figure IV-42: Schéma représentant le cas d'existence de la fissure de crête dans un talus ....                                                                                                                                     | 91 |
| Figure IV-43: Schéma représentant le cas d'absence de fissure de crête dans un talus .....                                                                                                                                         | 92 |

## Liste des tableaux

|                                                                                                                                                             |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau I-1: Exemple des intervalles du coefficient de perméabilité. ....                                                                                   | 9  |
| Tableau I-2: La classification des discontinuités selon les valeurs d'ID. [8].....                                                                          | 11 |
| Tableau I-3: Coefficient « a » en fonction de la cohésion c.....                                                                                            | 14 |
| Tableau II-1: Les différentes classes de vitesse de déplacement .....                                                                                       | 24 |
| Tableau IV-1 : limites du périmètre de permis d'exploitation.....                                                                                           | 38 |
| Tableau IV-2: Précipitation annuelle 397.5 mm année 2017. [21] .....                                                                                        | 39 |
| Tableau IV-3 : Températures année 2017. [21] .....                                                                                                          | 39 |
| Tableau IV-4 : Humidité de l'airannée 2017. [ 2 1 ] .....                                                                                                   | 40 |
| Tableau IV-5 : Capacité de production de calcaire.[21] .....                                                                                                | 42 |
| Tableau IV-6 : Caractéristiques des foreuses utilisées dans la carrière .....                                                                               | 43 |
| Tableau IV-7: Caractéristiques des chargeuses utilisées dans la carrière .....                                                                              | 44 |
| Tableau IV-8 : Caractéristiques du matériel de transport utilisé dans la carrière. ....                                                                     | 45 |
| Tableau IV-9: L'ensemble des discontinuités principales du massif du niveau 01 gradin 01 .                                                                  | 46 |
| Tableau IV-10: L'ensemble des discontinuités principales du massif du niveau 01 gradin 02                                                                   | 48 |
| Tableau IV-11: L'ensemble des discontinuités principales du massif du niveau 01 gradin 03                                                                   | 50 |
| Tableau IV-12: L'ensemble des discontinuités principales du massif du niveau 02 gradin 01                                                                   | 53 |
| Tableau IV-13: Les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement interne pour le 1 <sup>er</sup><br>échantillon de l'argile humide (cas non drainé). .... | 56 |
| Tableau IV-14 : Les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne de l'argile non<br>drainée .....                                             | 57 |
| Tableau IV-15: Les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement interne pour le 1 <sup>er</sup><br>échantillon de l'argile sèche (cas drainé). ....      | 57 |
| Tableau IV-16: Les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne de l'argile<br>drainée .....                                                  | 58 |
| Tableau IV-17: Les paramètres du massif rocheux d'après Hoek and Brown. ....                                                                                | 59 |
| Tableau IV-18: Les résultats des essais de compression uniaxiale .....                                                                                      | 61 |
| Tableau IV-19: Résistance à la compression .....                                                                                                            | 62 |
| Tableau IV-20: Les valeurs de $\tau$ par rapport à $\sigma_n$ de la couche. ....                                                                            | 62 |
| Tableau IV-21: La cohésion et l'angle de frottement interne de la couche. ANNEXE VI.2 ...                                                                   | 63 |
| Tableau IV-22: Résultats des essais au laboratoire de traction en labo sur des échantillons du<br>calcaire .....                                            | 64 |
| Tableau IV-23: La moyenne des résultats des essais au laboratoire .....                                                                                     | 64 |
| Tableau IV-24: Caractéristiques mécanique du massif du calcaire d'AIN KEBIRA .....                                                                          | 64 |

|                                                                                                                                                                                                                   |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau IV-25: La cohésion et l'angle de frottement interne du massif rocheux de calcaire d'Ain kebira.....                                                                                                       | 65 |
| Tableau IV-26 : La cohésion et l'angle de frottement interne par les deux méthodes d'estimation.....                                                                                                              | 65 |
| Tableau IV-27: La cohésion et l'angle de frottement de l'argile par l'essai de cisaillement direct.....                                                                                                           | 65 |
| Tableau IV-28: Les valeurs des angles ( $\beta$ ; $\phi$ ; $\xi$ ; $\psi$ ) pour le niveau 01 gradin 01 .....                                                                                                     | 67 |
| Tableau IV-29: Les valeurs des angles ( $\beta$ ; $\phi$ ; $\xi$ ; $\psi$ ) pour le niveau 01 gradin 02 .....                                                                                                     | 69 |
| Tableau IV-30: Les valeurs des angles ( $\beta$ ; $\phi$ ; $\xi$ ; $\psi$ ) pour le niveau 01 gradin 03 .....                                                                                                     | 70 |
| Tableau IV-31: Les valeurs des angles ( $\beta$ ; $\phi$ ; $\xi$ ; $\psi$ ) pour le niveau 02 gradin 01 .....                                                                                                     | 71 |
| Tableau IV-32: Les valeurs constantes sur les angles.....                                                                                                                                                         | 74 |
| Tableau IV-33: Résultats des paramètres pour le calcul de Fs. ....                                                                                                                                                | 74 |
| Tableau IV-34: La valeur de Fs dans le cas normal. ....                                                                                                                                                           | 74 |
| Tableau IV-35: Les valeurs constantes sur les angles.....                                                                                                                                                         | 76 |
| Tableau IV-36: La valeur de Fs dans le cas critique. ....                                                                                                                                                         | 76 |
| Tableau IV-37: Paramètres nécessaires pour le calcul de Fs. ....                                                                                                                                                  | 78 |
| Tableau IV-38: Les valeurs de Fs dans le cas normal.....                                                                                                                                                          | 79 |
| Tableau IV-39: Les valeurs de Fs dans le cas critique.....                                                                                                                                                        | 80 |
| $\gamma_r = 26.7 \text{ KN/m}^3$ , $c=0.37 \text{ KPa}$ , $\Phi=21.7$ On résume les valeurs constantes sur les angles dans le tableau suivant : Tableau IV-40: <b>Les valeurs constantes sur les angles.</b> .... | 89 |
| Tableau IV-41: Résultats des paramètres pour le calcul du facteur de sécurité dans le cas d'existence de la fissure de crête. ....                                                                                | 90 |
| Tableau IV-42 : Le Facteur de sécurité dans le cas d'existence de fissure de crête (argile sèche).....                                                                                                            | 91 |
| Tableau IV-43: Résultats des paramètres pour calculer le facteur de sécurité dans le cas d'absence de la fissure de crête.....                                                                                    | 92 |
| Tableau IV-44: Le facteur de sécurité dans le cas d'absence de fissure de crête (argile sèche) .....                                                                                                              | 93 |

## **INTRODUCTION GENERALE**

L'exploitation minière représente une activité économique très importante au niveau mondial.

L'augmentation de la population mondiale et l'importance accrue du système capitaliste, sur lequel reposent les bases de la plupart des sociétés d'aujourd'hui, et en conséquence le développement économique et technologique global, font en sorte que nos besoins en minéraux et métaux ne cessent de s'accroître.

Les talus des mines et des carrières à ciel ouvert résultant des activités d'extraction constituent des ouvrages géotechniques au sens où l'on parle d'ouvrages miniers.

La conception optimale de ces ouvrages doit intégrer les concepts de sécurité, de récupération du minerai et de rentabilité, et doit reconnaître que les opérateurs miniers et les investisseurs s'attendent à ce que les pentes soient stables ou que les instabilités soient gérables pour la durée de vie de la mine.

La stabilité des talus des mines reste une des questions principales qui se pose lors de l'exploitation à ciel ouvert des gisements. Elle a une influence directe sur la sécurité du travail dans la mine, les principes technologiques d'exploitation, la profondeur totale de la mine, les problèmes de drainage, etc.

L'analyse à priori de la stabilité des talus lors d'une exploitation à ciel ouvert demande une étude détaillée de tous les facteurs géologiques et géotechniques du massif : la lithologie, les conditions tectoniques, les propriétés physiques et mécaniques des roches, la fracturation du massif, la situation hydrogéologique, etc...

Le problème de la stabilité des talus rocheux peut être résolu seulement à condition de connaître de façon approfondie l'objet étudié : le massif rocheux. Cette connaissance doit avoir deux aspects également importants : d'une part, il y a la matrice rocheuse avec ses caractéristiques spécifiques (le type pétrographique de la roche, la composition minéralogique, la structure et la texture pétrographique, etc..) et d'autre part, on doit considérer le massif rocheux qui subit l'instabilité potentielle proprement dite, avec ses spécificités (structure géologique, discontinuités, etc.).

Le domaine de la stabilité des pentes est vaste, ce qui le rend difficile à traiter. Plusieurs méthodes de calcul de la stabilité des talus, sont instaurées pour prévenir tous les risques issus que ce soit d'un glissement naturel ou bien d'un ouvrage minier.

La présente étude se propose d'étudier la stabilité des talus de la nouvelle carrière de calcaire d'Ain El Kebira (Wilaya de Sétif). Pour cela, notre travail est organisé comme suit :

- Le premier chapitre consiste à donner une description des massifs rocheux, leur structure ainsi que les différents paramètres physiques et mécaniques des roches.
- Dans le second chapitre, nous avons essayé de donner la classification des différents types de mouvements de terrain et leurs causes.
- Un troisième chapitre permet d'aborder l'instabilité des talus dans son volet théorique ainsi que les différentes méthodes d'évaluation et de calcul de stabilité.
- Et enfin un quatrième chapitre consacré pour l'évaluation de la stabilité des niveaux qui sont en cours d'exploitation, Pour cela les propriétés physico-mécaniques des roches devront être déterminées au laboratoire, et aussi une étude prévisionnelle faite pour évaluer la stabilité des autres niveaux qui ne sont pas déjà exploité.

Enfin, ce travail se termine par une conclusion permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelques perspectives.

## CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES MASSIFS ROCHEUX

### I- Introduction

La stabilité des massifs rocheux dépend de la présence ou non de discontinuités (orientation, pendage, persistance), mais également de leurs propriétés mécaniques, elles-mêmes liées à leurs caractéristiques morphologiques : ouverture, rugosité, imbrication des épontes, etc.

Dans ce chapitre, nous présentons brièvement la structure des massifs rocheux et leurs types géotechniques.

#### I.1 Définition de la roche et du sol

- **Roches** : Géo-matériaux possédant une cohésion ( $C \neq 0$ ) et une résistance à la compression simple supérieure à 10 MPA.
- **Sols** : Géo-matériaux pulvérulents ou cohésifs mais ne présentant pas ou pratiquement pas de résistance à la compression simple. La cohésion disparaît par dissolution.

La règle plus générale veut que l'on désigne par roches les terrains profonds et par sols les terrains de surface. [1]

#### I.2 Structure des massifs rocheux

La roche a une structure discontinue. Elle peut être assimilée à un milieu composé d'éléments continus plus ou moins homogènes, de forme géométrique quelconque, la matrice rocheuse, et de fines zones situées entre ces éléments continus, qualifiées de discontinuités. En mécanique des roches, le terme discontinuité désigne toute interruption des propriétés mécanique ou physique dans la matrice rocheuse. Il s'agit souvent d'une dégradation des propriétés mécaniques sur des zones de très faible épaisseur.

L'étude d'un massif rocheux fracturé nécessite donc une caractérisation de la matrice rocheuse, ainsi que celle des discontinuités.

##### I.2.1 Matrice rocheuse

La matrice rocheuse est définie comme un volume de roche intacte qui possède des propriétés homogènes et non coupée par des discontinuités. La matrice rocheuse fait ainsi référence aux blocs non-fracturés situés entre les discontinuités structurales. En fonction des caractéristiques du massif rocheux et de son histoire géologique, la taille de ces blocs peut varier de quelques millimètres à plusieurs mètres. [2]

### I.2.2 Discontinuités du massif rocheux

#### I.2.2.1 Typologie

Tout massif rocheux, quelle que soit son histoire et sa localisation, possède des discontinuités. Celles-ci peuvent être prononcées, invisibles, cimentées ou bien ouvertes, mais elles existent. Elles possèdent en commun les caractéristiques suivantes : faible résistance au cisaillement, résistance à la traction négligeable et grande conductivité hydraulique, tout ceci en comparaison de la matrice rocheuse environnante. En géologie on les regroupe par catégories :

- **Les diaclases** : ce sont des fractures de la roche, issues d'une rupture par compression, traction ou cisaillement liées aux mouvements tectoniques. Les deux parties de la roche qui se sont constituées n'ont cependant pas bougé.
- **Les failles** : ce sont des fractures identiques aux diaclases mais qui ont entraîné un mouvement relatif des deux parties de la roche encaissante. Un glissement a donc eu lieu le long de cette faille. Leur longueur varie d'une dizaine de centimètres plusieurs centaines de kilomètres ;
- **Les joints sédimentaires** : dans les roches sédimentaires, ce sont les joints séparant deux couches d'époques et de conditions de dépôt différentes. Chaque couche (ou strate) constitue une "dalle" susceptible de se séparer de ses voisines.
- **La schistosité** : dans les roches métamorphiques, la forte compression a perturbé et transformé l'organisation des minéraux internes. Ceux-ci se sont alignés selon une direction orthogonale à la compression et ont entraîné la formation de plans de rupture préférentiels. L'ardoise, qui est fendue selon cette schistosité, en est une bonne illustration.

Les discontinuités sont généralement des lieux de grande déformabilité, où la rupture est plus facile et où l'eau circule plus facilement. Elles transforment l'état de contrainte du massif à leur proximité.[1]

#### I.2.2.2 Paramètres géométriques

Beaucoup de discontinuités sont le résultat d'une ou plusieurs actions mécaniques que le massif a subi au cours de son histoire tectonique. A chacune de ces actions, on peut associer une ou plusieurs familles de discontinuités.

L'étude statistique fait apparaître généralement les familles de discontinuités qui existent dans le massif. Parfois, il est cependant nécessaire de renoncer à représenter le système de

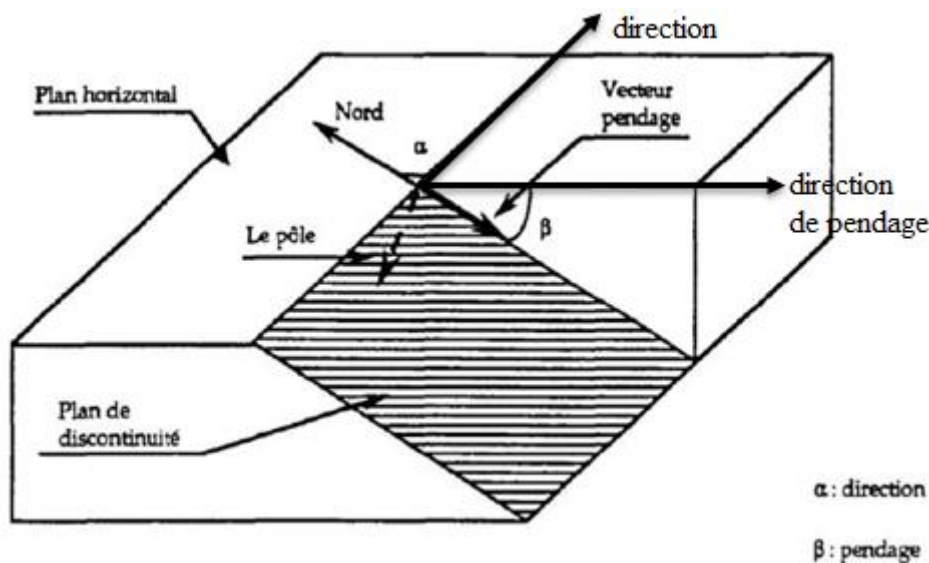
discontinuités par un ensemble de familles directionnelles. Les discontinuités sont toujours assimilées à des surfaces planes.

On définit pour une discontinuité ou une famille de discontinuités les paramètres géométriques suivants :

#### A. Orientation :

La position du plan de discontinuité est décrite par son orientation dans l'espace muni d'un repère ayant un axe parallèle au nord magnétique (figure I.1).

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.



**Figure I-1:** Orientation d'un plan de discontinuité. [3]

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 :** La projection stéréographique des discontinuités sur un canevas, permet de faire un classement des discontinuités en familles directionnelles. Une étude statistique permet d'identifier les familles et de dégager une loi de distribution des discontinuités au sein de chaque famille. L'orientation et le pendage peuvent être traités comme une seule variable (vecteur) ou séparément.

#### B. Extension :

L'extension caractérise la dimension de la discontinuité dans l'espace. Ce paramètre est difficile à évaluer car sur le terrain on n'observe pas la totalité de la discontinuité mais uniquement sa trace sur un parement. L'extension peut être estimée à partir de la distribution de la longueur de trace de la discontinuité.

### **C. Espacement et densité :**

L'espacement représente la distance moyenne séparant deux discontinuités d'une même famille. La densité définit le nombre de discontinuités, d'une même famille, par unité de volume ou de surface ou de longueur.

Ces paramètres sont liés et souvent, la densité est estimée à partir de l'espacement puisque ce dernier est facile à mesurer en pratique.

Ces paramètres sont essentiels car ils donnent une idée de la fracturation moyenne du massif et de la continuité in-situ du massif.

### **D. Ouverture :**

C'est la distance qui sépare les deux lèvres d'une discontinuité. Elle est très difficile à évaluer à cause du remplissage de la discontinuité et de sa rugosité.

Elle est déterminante pour l'écoulement et le comportement mécanique des fissures.[3]

### **I.2.2.3 Propriétés mécaniques d'une discontinuité**

La Société Internationale de Mécanique des Roches a proposé en 1978 un schéma d'analyse systématique des discontinuités basé sur la caractérisation de chaque fracture par dix paramètres :[4]

- Orientation.
- Continuité ou extension.
- Espacement.
- Rugosité et ondulation de la surface.
- Résistance à la compression simple des épontes.
- Ouverture.
- Remplissage.
- Humidité et situation hydraulique.
- Nombre de familles de discontinuités.
- Taille moyenne des blocs.

Une fois la répartition et la géométrie des discontinuités identifiées, il faut s'intéresser à leurs caractéristiques mécaniques. Pour être le plus complet possible, on étudiera :

- **L'ouverture** : largeur de la discontinuité (de quelques millimètres à plusieurs mètres).
- **La rugosité** : épontes irrégulières, ou imbrication d'une éponte dans l'autre.
- **Le remplissage** : dans l'ouverture, c'est le matériau comblant le vide. Il peut être solide et résistant ou bien être un vrai lubrifiant.[1]

### I.3 Type géotechnique de la roche

Le type de la roche est indiscutablement le paramètre le plus important, qui définit toutes les autres caractéristiques de la matrice et du massif. Les propriétés les plus importantes de la matrice rocheuse d'un point de vue de la stabilité des talus sont :

- La dureté de la roche, qui peut s'exprimer par le paramètre de résistance à la compression simple de l'échantillon.
- Le caractère et le degré d'altération, de fracturation et la solubilité de la roche.
- L'aptitude au gonflement, la plasticité, etc.

En fonction de ces paramètres, Fissenko (1965) propose de partager les roches en 5 classes :

1. Les roches dures, avec RC (résistance à la compression)  $> 80$  MPA, peu altérables, non gonflantes : les roches magmatiques et métamorphiques et certains calcaires et grès, pas fracturés, pas ou peu altérés.
2. Les roches semi dures, avec  $8 < RC < 80$  MPA, fracturées, intensivement altérables, non gonflantes, non plastiques : roches magmatiques et métamorphiques altérées, grès argileux, schistes, argilites, pélites, marnes, conglomérats calciques, calcaires détritiques, charbons.
3. Les roches faibles (argileuses), avec  $RC < 8$  MPA, gonflantes, plastiques, très fortement altérables : roches magmatiques et métamorphiques très fortement altérées ou complètement désintégrées, ainsi que les roches de la seconde classe altérées, toutes les argiles, loess, sables argileux, les limons, craies, certaines alluvions et moraines.
4. Les roches non cohérentes, sans cohésion, l'angle de frottement et l'angle de talus naturel étant de  $28-38^\circ$ , non plastiques, non gonflantes : les zones caillouteuses au pied des talus des roches des deux premières classes, graviers et sables purs.
5. Les vases, les tourbes, et les sols mouvants, avec une cohésion  $< 20$  KPa, le frottement interne absent en état saturé.

La limite de 80 MPa est à noter spécialement pour la stabilité des talus des mines à ciel ouvert parce que pour les roches dont le Rc est supérieur à cette limite, la valeur des pentes ne dépend plus de caractéristiques de résistance de la roche, mais seulement de l'existence et de la disposition des zones de faiblesse dans le massif.[4]

## **I.4 Les propriétés physiques des roches**

### **I.4.1 La porosité**

La porosité  $n$  est, par définition, le rapport du volume des vides  $V_v$  de la roche au volume total  $V_t$  :

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad (1)$$

Ou par rapport au volume du squelette  $V_s$  :

$$n = \frac{V_t - V_s}{V_t} = 1 - \frac{V_s}{V_t} \quad (2)$$

### **I.4.2 Masses volumiques**

On appelle masse volumique d'un matériau la masse de l'unité de volume de la roche ( $\text{g/cm}^3$ ). On définit, suivant l'état du matériau :

$\rho_s$ : La masse volumique absolue ou masse volumique du solide ;

$\rho_h$ : La masse volumique naturelle à réception du matériau ;

$\rho_d$ : La masse volumique sèche ;

$\rho_{sat}$ : La masse volumique saturée (après saturation de la roche) ;

$$\rho_{sat} = \frac{M_s}{V_s} \rho_d = \frac{M_s}{V_t} \rho_h = \frac{M_h}{V_t} \rho_{sat} = \frac{M_{sat}}{V_t} \quad (3)$$

Avec :

$n$  : La porosité

$V_s$  : Le volume des grains après broyage ( $\text{cm}^3$ ) ;

$V_t$  : Le volume de l'échantillon ( $\text{cm}^3$ ) ;

$M_h$  : La masse naturelle (g) ;

$M_{sat}$  : La masse de l'échantillon saturé ( $\text{cm}^3$ ).

### **I.4.3 La teneur en eau**

La teneur en eau  $w$  est le rapport de la masse d'eau ( $M_w$ ), à la masse du solide sec ( $M_s$ ).

$$W = \frac{M_w}{M_s} \quad (4)$$

### **I.4.4 Degré de saturation**

C'est le rapport du volume de l'eau contenue dans l'échantillon au volume des vides.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (5) \quad [5]$$

#### **I.4.5 Perméabilité**

La perméabilité est exprimée par un coefficient de perméabilité  $k$  [cm/s], qui se détermine par la loi de Darcy.

**Tableau I-1:** Exemple des intervalles du coefficient de perméabilité.

|                                 |                          |
|---------------------------------|--------------------------|
| Gravier                         | $10^{-1} < k < 10^2$     |
| Sable                           | $10^{-3} < k < 10^{-1}$  |
| Limon et Sable Argileux         | $10^{-7} < k < 10^{-3}$  |
| Argile                          | $10^{-11} < k < 10^{-7}$ |
| Roche apparemment non fissurées | $10^{-10} < k < 10^{-8}$ |

#### **I.5 Caractéristiques mécaniques des roches**

Les caractéristiques mécaniques des roches sont : la résistance à la compression, à la traction, à la flexion, au cisaillement, les déformations, l'élasticité, la plasticité, le module de Young (module d'élasticité), le coefficient de poisson, l'angle de frottement interne, la cohésion, la vitesse de propagation longitudinale et transversale de l'onde ultra sonique....etc.

##### **I.5.1 Résistance à la compression**

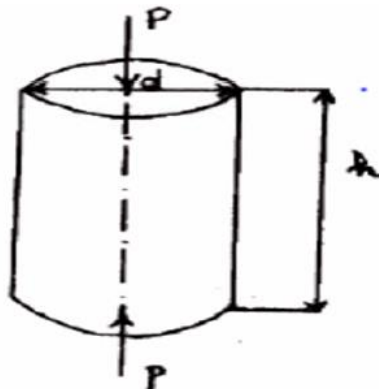
La résistance à la compression correspond au rapport de la contrainte normale sur la surface appliquée ; et se détermine par la formule suivante :[7]

$$R_c = \frac{F_{max}}{S} \quad (6)$$

Où :

$F_{max}$  : La force de compression maximale en [kgf] ;

$S$  : La surface sur laquelle l'effort est appliqué [cm<sup>2</sup>].



**Figure I-2:** Essai de compression[8]

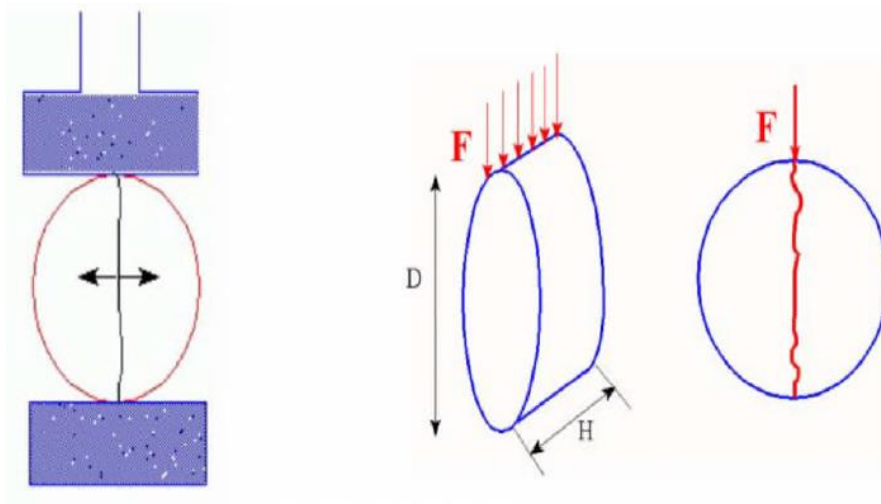
### **I.5.2 Résistance à la traction**

La mesure de la résistance à la traction  $R_t$  suivant l'essai brésilien est faite d'une manière indirecte en appliquant un effort de compression diamétral.

L'éprouvette doit avoir un élancement ( $H/D$ ) égal à 1 de manière à générer une traction uniforme et homogène. L'effort de compression est augmenté jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Pour une force de compression  $F$ , la contrainte de traction générée  $R_t$  est :

$$R_t = \frac{2F}{\pi H D} \quad (7)$$

Avec :  $H$  et  $D$  sont les dimensions de l'éprouvette.



**Figure I-3:** Principe de l'essai brésilien. [7]

Notons que la résistance à la traction d'une roche est très faible par rapport à sa compression à cause des surfaces d'affaiblissement structurales qu'elle renferme.

On peut déterminer la résistance à la traction en fonction de la résistance à la compression, par la relation suivante :

$$R_c = 10 \cdot R_t \quad (8)$$

### **I.5.3 Résistance au cisaillement**

Approximativement elle est déterminée par rapport à la résistance à la compression par la formule suivante :

$$R_{cis} = \frac{R_c}{3} \quad (9)$$

#### **I.5.4 L'angle de frottement interne ( $\phi$ )**

C'est un angle fictif qui caractérise l'obliquité d'une couche, il est déterminé par la relation ci-dessous :

$$\Phi = \arcsin \frac{Rc - 4Rt}{Rc - 2Rt} \quad (10)$$

Où :

Rc : Résistance à la compression, (kgf/cm<sup>2</sup>) ;

Rt : Résistance à la traction, (kgf/cm<sup>2</sup>).

#### **I.5.5 Cohésion (C)**

Elle exprime le degré de cimentation des grains composant la roche, elle est donnée par la relation :

$$C = \frac{Rc * Rt}{2\sqrt{Rc * Rt - 3Rt^2}} \quad (11)$$

#### **I.5.6 Fissuration des roches**

La fissuration du massif rocheux influe sur les propriétés mécaniques du massif et sur la stabilité des talus. C'est le facteur le plus important qui caractérise les roches.

Elle permet de choisir la méthode d'exploitation et de résoudre le problème de la stabilité des bords de la carrière.

Le coefficient de fissuration est égal à l'espacement moyen entre les fissures :

$$ID = \frac{L}{m} \quad (12)$$

Avec :

$L$  : longueur de la partie étudiée du massif (en mètre) ;

$m$  : nombre de fissures sur la partie mesurée.

La classification des discontinuités selon les valeurs d'ID est donnée dans le tableau I.2 suivant

**Tableau I-2:** La classification des discontinuités selon les valeurs d'ID. [8]

| <b>Classe</b> | <b>Intervalle moyen entre Discontinuités ID (cm)</b> | <b>Densité de discontinuités</b> |
|---------------|------------------------------------------------------|----------------------------------|
| $I_D1$        | >200                                                 | Très faible                      |
| $I_D2$        | 60 à 200                                             | Faible                           |
| $I_D3$        | 20 à 60                                              | Moyenne                          |
| $I_D4$        | 6 à 20                                               | Forte                            |
| $I_D5$        | <6                                                   | Très forte                       |

### **I.5.7 Les déformations**

Les déformations peuvent être destructives ou non destructives. Les déformations destructives provoquent la désagrégation des roches ; les déformations non destructives changent les dimensions, la forme et le volume des roches sans destruction.

Les déformations non destructives se répartissent en élastiques et plastiques.[7]

### **I.5.8 L'élasticité**

L'élasticité est la capacité des roches de reprendre leurs dimensions, forme ou volume initiaux, dès que les forces extérieures sont écartées.

### **I.5.9 La plasticité**

On appelle plasticité lorsque la capacité de la roche de changer sa forme sans que le volume ne varie.[6]

## **I.6 Détermination des paramètres par estimation**

Le calcul de la stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité des gradins. Pour cela, il nécessite d'abord de déterminer les propriétés physico-mécaniques des roches au laboratoire, puis dans le massif rocheux.

Généralement les paramètres qu'on a besoin sur la marne (intercalation comptée comme discontinuité) et le calcaire que constitue les talus qu'on va étudier.

Dans le cas de l'argile, on a réalisé les essais nécessaires au niveau du laboratoire de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines et Métallurgie, néanmoins dans le cas du calcaire, on a appliqué les critères suivants :

- Calcul de la cohésion et l'angle de frottement interne à l'aide du coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux.
- Estimation de la cohésion et l'angle de frottement interne à l'aide du critère Hoek-Brown du massif rocheux et le critère de Mohr Coulomb.

### I.6.1 Calcul de la cohésion et l'angle de frottement interne à l'aide du coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux

Cette méthode basée sur les coefficients d'affaiblissement structural ( $\lambda$ ,  $\lambda_\phi$ ) de la cohésion et l'angle de frottement interne successive suivant des formules mathématiques liées à la résistance à la compression  $\sigma_c$  et la résistance à la traction  $\sigma_t$ . [18]

#### a. Cohésion et angle de frottement interne d'un échantillon

Pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne des échantillons, nous avons utilisé les deux relations suivantes :

$$c_{ech} = \frac{\sigma_c \cdot \sigma_t}{2 \cdot \sqrt{\sigma_c \sigma_t - 3\sigma_t^2}} \quad (13)$$

$$\Phi_{ech} = \arcsin\left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}\right) \quad (14)$$

$c_{ech}$  et  $\Phi_{ech}$  : la cohésion en MPa et l'angle de frottement interne en degré de l'échantillon.

#### b. Cohésion et angle de frottement interne du massif rocheux

Soit  $c_m$  et  $\Phi_m$  la cohésion et l'angle de frottement interne des roches se trouvant dans le massif rocheux.

Pour déterminer les propriétés mécaniques  $c_m$  et  $\Phi_m$  du massif rocheux, il est nécessaire de tenir compte de plusieurs paramètres correctifs qui sont principalement :

- Le coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux  $\lambda$  ;
- Le coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne  $\lambda_\phi$ .

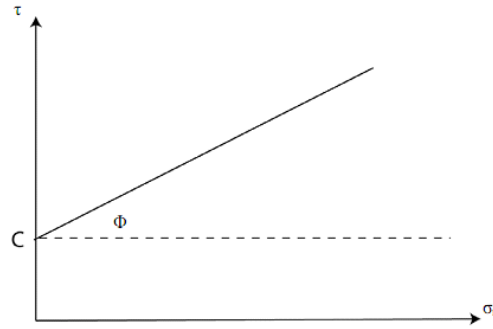
Les valeurs de  $c_m$  et  $\Phi_m$  sont déterminées par les formules suivantes :

$$c_m = \lambda \times c_{ech} \quad (15)$$

$$\Phi_m = \lambda_\phi \times \Phi_{ech} \quad (16)$$

$c_m$  et  $\Phi_m$  : cohésion exprimée en MPa et angle de frottement interne en degré du massif rocheux ;

$\lambda$  et  $\lambda_\phi$  : coefficients correctifs (sans unités).



**Figure I-4:** Courbe représentative de  $\tau$  en fonction de  $\sigma_n$ . [18]

**c. Coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux**

Le coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux ( $\lambda$ ) est calculé en utilisant la formule.

$$\lambda = \frac{1}{1 + a \times \ln \frac{H}{h}} \quad (17)$$

$a$  : coefficient dépendant de la résistance des roches et du caractère de fissuration.

$H$  : la hauteur moyenne du gradin (m).

$h$  : la distance moyenne entre les fissures (m).

Les valeurs du coefficient «  $a$  » en fonction de la cohésion sont données dans le tableau I.3.

**Tableau I-3:** Coefficient «  $a$  » en fonction de la cohésion  $c$ .

| <b>a</b>                     | 0     | 0.5   | 2     | 3     | 4       | 7       | 10    |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|---------|---------|-------|
| <b>c (kg/cm<sup>2</sup>)</b> | 0-1.5 | 1.5-9 | 10-30 | 50-80 | 100-200 | 200-300 | > 300 |

### **I.6.2 Estimation de la cohésion et l'angle de frottement interne à l'aide de critère Hoek-Brown du massif rocheux et le critère de Mohr Coulomb**

Hoek et Brown (1980) ont proposé un critère empirique de la résistance de la masse rocheuse également disponible pour la masse rocheuse étroitement fracturés.

Pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne des échantillons, nous avons utilisé les résultats des essais (brésilien et de compression direct), on a tracée la courbe ( $\tau = f(\sigma)$  critère de Mohr).[18]

On utilise le critère Hoek-Brown du massif rocheux pour définir les propriétés de cisaillement interne se trouvant dans le massif rocheux, tel que :

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2} \quad (19)$$

Où :

$\sigma_1'$ : La contrainte principale majeure effective à la rupture au pic et  $\sigma_3$  la contrainte principale mineure effective à la rupture au pic.

$\sigma_c$ : La résistance à la compression uni-axiale de l'échantillon de roche intacte à partir des blocs.

m et s : constantes dépendantes de la qualité de la masse rocheuse, une meilleure qualité du massif donne des m et s plus élevés, donc une résistance du massif plus grande. Quand le massif est dur et massif avec peu de joints.

Le critère peut être exprimé en cisaillement et la contrainte normale indique que :

$$\tau = A \sigma_c \left( \frac{\sigma_n}{\sigma_c} - T \right)^B \quad (I. 20)$$

Avec :

$$T = \frac{1}{2}(m - \sqrt{m^2 + 4s}) \quad (I. 21)$$

A, B et T : constantes dépendant de la qualité de la masse rocheuse. m et s sont définies à l'aide du critère de Hoek-Brown d'après ANNEXE II

## **CHAPITRE II : Classification des différents types de mouvements de terrain**

### **II. Introduction**

Les risques naturels font l'objet d'importantes recherches, devenus très actifs récemment. Les glissements de terrain, les boues torrentielles et les éboulements rocheux sont les manifestations les plus classiques des risques naturels d'origine gravitaire. Afin d'assurer la sécurité des personnes et des biens, il est indispensable d'analyser ces phénomènes de façon exhaustive, c'est à dire à des échelles très variables en terme d'espace et de temps et en prenant en compte tous les modes de rupture possibles.

#### **II.1 Classification des mouvements de terrain**

Un mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal, du sol et/ ou du sous-sol, d'origine naturelle (gel/dégel, séisme), ou humain. Il est en fonction de la nature et de la disposition des couches géologiques. Il crée des risques pour les personnes.

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

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués : les mouvements lents et les mouvements rapides. 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. [9]

Les mouvements de terrains peuvent aussi être classés selon leur nature (pentes naturelles ou talus artificiels).

##### **II.1.1 Pentes naturelles**

Les mécanismes suivants peuvent être distingués :

- Ecoulements.
- Glissements.
  - ✓ Glissement plan.
  - ✓ Glissement rotationnel simple.
  - ✓ Glissement rotationnel complexe.
- Fluage et solifluxion.
- Coulées boueuses.

### II.1.2 Talus artificiels

Les talus artificiels sont principalement affectés par des glissements et parfois par des Phénomènes de fluage. Ils peuvent être classés comme suit en fonction des types d'ouvrages :

- Talus en déblai.
- Talus en remblai sur sol non compressible.
- Talus en remblai sur sol compressible.
- Ouvrages de soutènement vis-à-vis d'un glissement profond.
- Dignes et barrages en terre.[10]

## II.2 Description des principaux types de mouvements

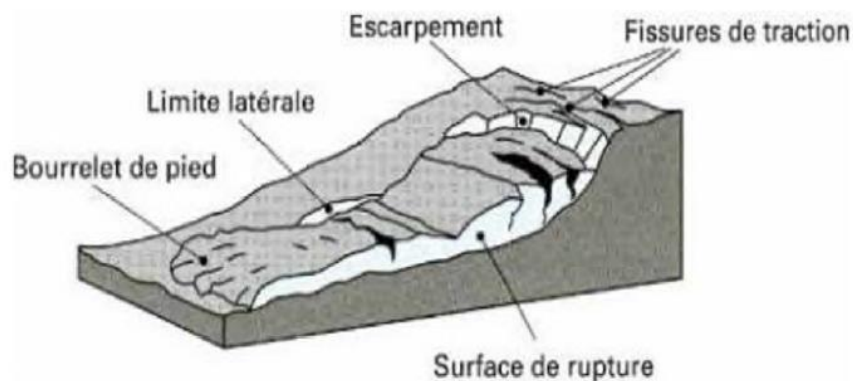
### II.2.1 Les mouvements lents et continus

La déformation de ces mouvements est progressive, présente souvent des phases d'évolution lentes parfois accompagnées de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale.

#### II.2.1.1 Glissements

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain Meuble glissant vers l'aval. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérent (marnes, argiles ...). Les instabilités naturelles de ce genre sont extrêmement courantes et apparaissent sous de nombreuses formes.

Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la figure II.1.



**Figure II-1 :** Les principaux éléments descriptifs d'un glissement de terrain [11]

On définit deux grandes catégories de glissement selon la forme de la surface de rupture, on peut avoir : les glissements plans, les glissements rotationnels et dièdre. [11]

### A. Glissements plans :

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche appelée couche savon comme montré dans la figure II.2

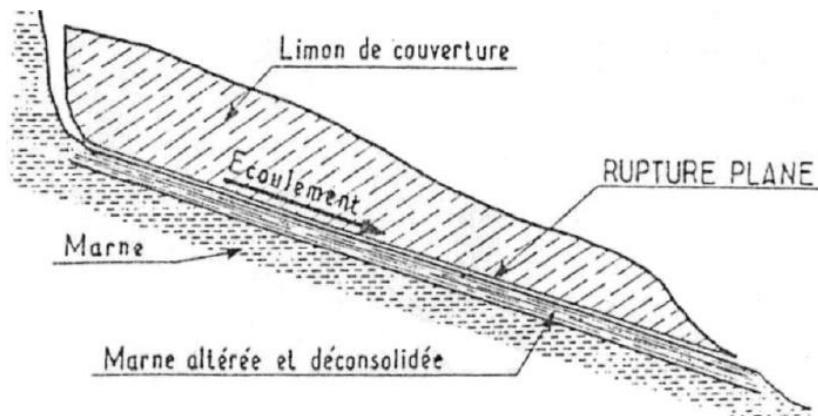


Figure II-2: Glissement plan. [10]

### B. Glissements rotationnels :

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé). [8]

- **Glissement rotationnel simple :**

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre.

Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire figure II.3. [10]

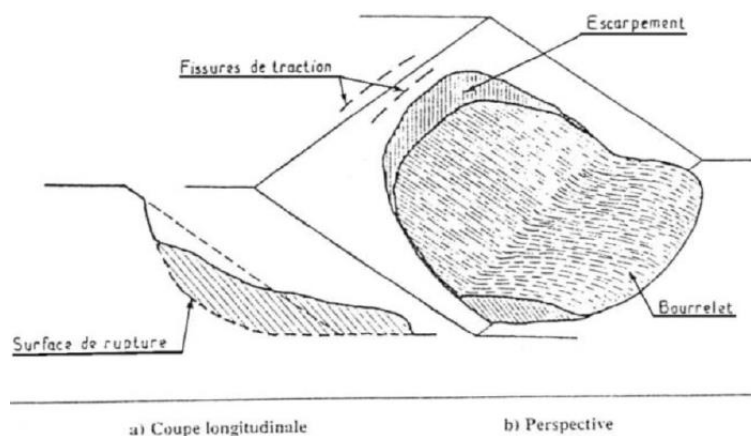
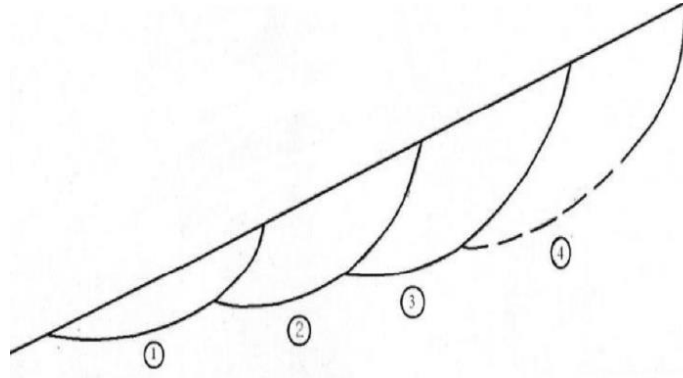


Figure II-3: Glissement rotationnel simple. [10]

- **Glissement rotationnel complexe :**

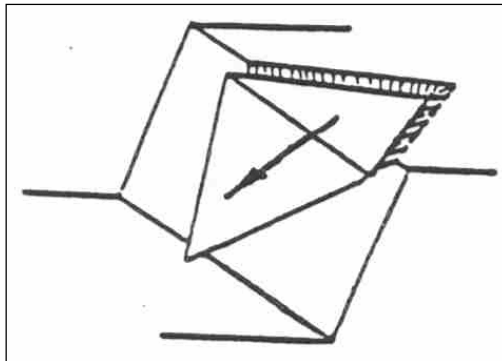
Ce type de glissement résulte d'un emboîtement les uns dans les autres de glissements rotationnels simples, dont la surface de rupture globale est non circulaire (glissement par escalier) évoluant généralement dans les milieux hétérogènes et anisotropes Figure II.4. [12]



**Figure II-4:** Glissement rotationnel complexe. [12]

**C. Glissement dièdre :**

Cette rupture se produit lorsque le terrain est découpé par une fracturation principale caractérisée par plusieurs orientations. Conjuguées avec l'orientation du talus, les fissures forment des blocs qui se trouvent dégagés par les surfaces libres du talus (gradins, banquettes) et qui sous l'effet des forces mises en jeu se détachent et chutent figure II.5.



**Figure II-5:** Rupture d'un dièdre (les fissures naturelles sont hachurées).

Ce mode de rupture est moins dangereux que les deux précédents. Il se produit généralement à une plus petite échelle (1 ou 2 gradins), mais il peut causer des dommages importants.[17]

#### **II.2.1.2 Les affaissements**

Ils se caractérisent soit par une dépression topographique sans rupture apparente ou bien par une évolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amorti par le comportement souple des terrains superficiels.

### II.2.1.3 Les tassements

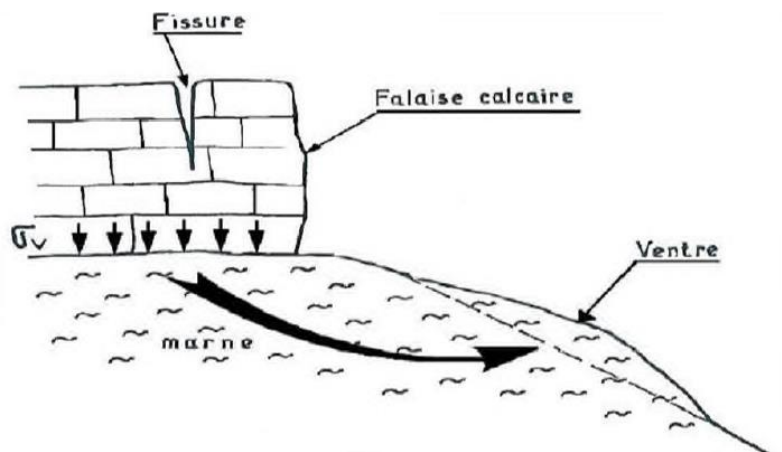
Il s'agit d'une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ces phénomènes peuvent être de grande extension et affecter des agglomérations entières, par exemple : Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètre depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe d'eau. [11]

### II.2.1.4 Fluage et solifluxion

#### A. Fluage :

Les phénomènes de fluage correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique donc proche de la rupture.

La figure II.6 montre une couche de marne argileuse surchargée par un massif calcaire limité par une falaise. La marne flue sous le poids excessif de la falaise calcaire, risquant d'entraîner la fissuration du banc calcaire peu déformable, voire l'écroulement de la falaise.



**Figure II-6: Exemple de fluage. [10]**

#### B. Solifluxion :

Les phénomènes de la solifluxion représentent un des cas particuliers de fluage. C'est un phénomène superficiel provoqué par les variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagnes, alternance de saisons sèches et pluvieuses).

Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une reptation du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulations du sol et par l'inclinaison des arbres. [10]

### II.2.1.5 Phénomènes de retrait gonflement des argiles

Ils sont liés aux changements d'humidité des sols très argileux, qui sont capables de fixer l'eau disponible, mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse figure II.7.

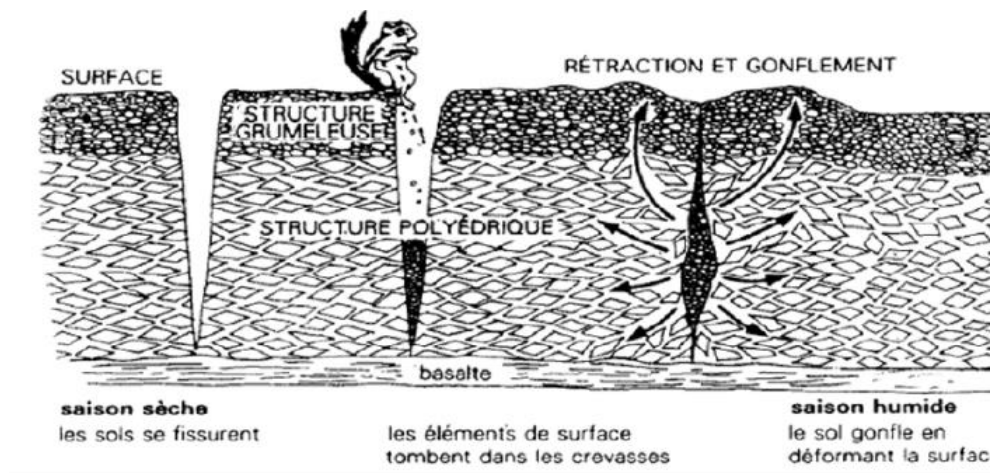


Figure II-7: Phénomène de retrait et gonflement des argiles. [10]

## II.2.2 Les mouvements rapides

### II.2.2.1 Les écoulements et chute de blocs

Sous les actions météoriques, et en particulier le mouillage et le gel, la surface d'une falaise peut se disloquer et des blocs peuvent se détacher. Ce phénomène est spectaculaire et dangereux mais rare.

Ils résultent de l'évolution de falaises allant, selon les volumes de matériaux mis en jeu, de la simple chute de pierres (inférieur à 0,1 m<sup>3</sup>), à l'écroulement catastrophique supérieur à dix millions de m<sup>3</sup> avec, dans ce dernier cas, une extension importante de matériaux éboulés et une vitesse de propagation supérieure à 100 km/h.

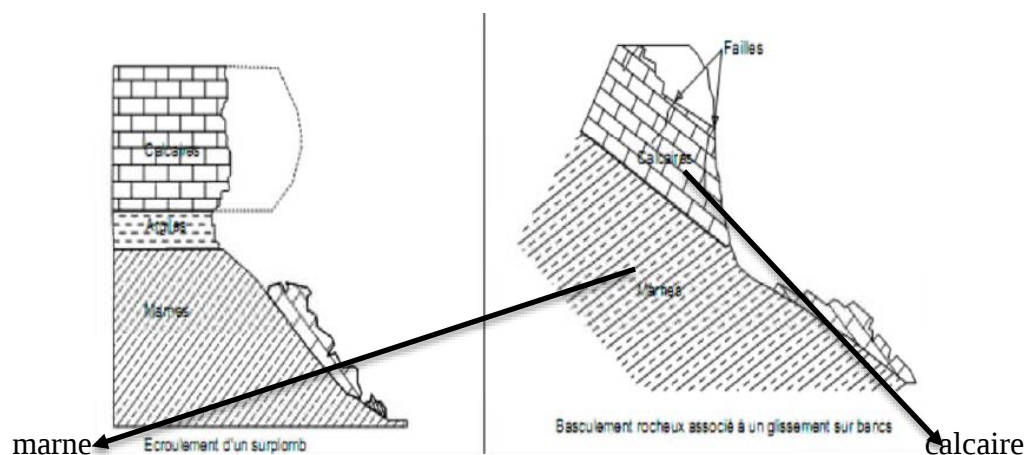
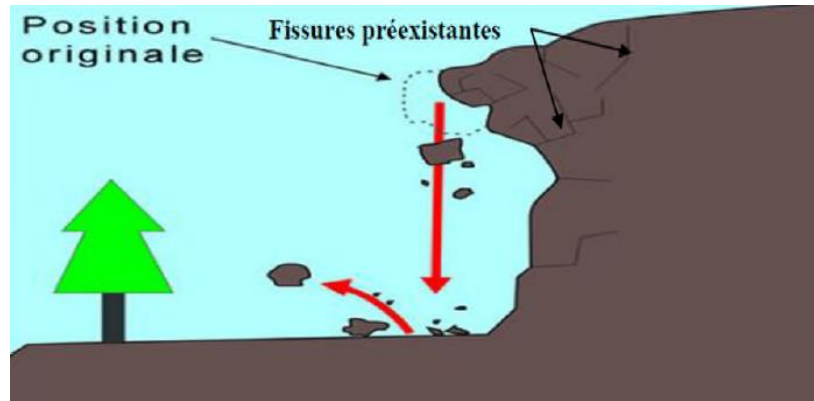


Figure II-8: Exemple d'écroulement rocheux. [11]

### II.2.2.2 Les éboulements

Ce 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 (figure II.9). [11]

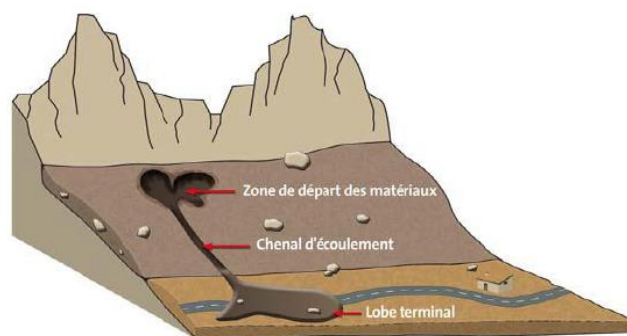


**Figure II-9:** Eboulement d'un massif rocheux. [11]

### II.2.2.3 Coulées de boue

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. La teneur en eau des coulées de boue est supérieure à celle des glissements de terrain.

Moins compactes que les glissements, les coulées de boue se déplacent plus rapidement vers l'aval et peuvent donc avoir des conséquences dévastatrices subites. [13]

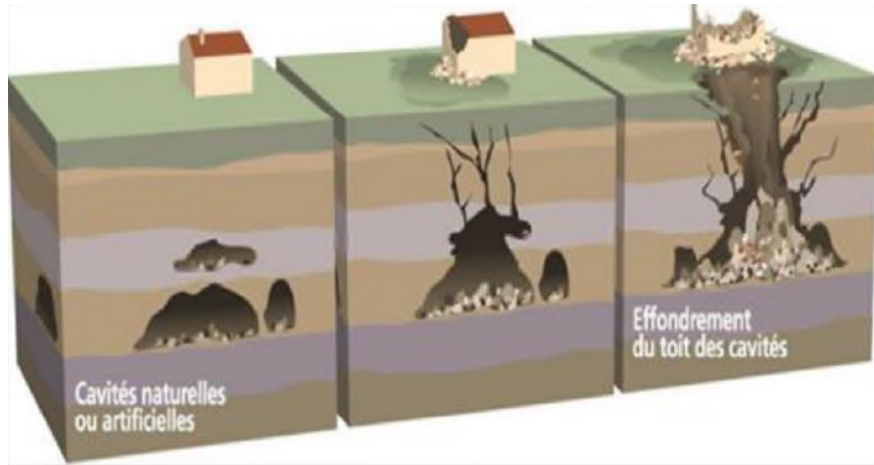


**Figure II-10:** Les coulées de boue. [13]

### II.2.2.4 Les effondrements

Les effondrements sont des écroulements sub-verticaux dus à l'évolution des cavités souterraines naturelles (résultant de la dissolution de roche, calcaire ou gypse) ou artificielles

(carrières et ouvrages souterrains) peuvent entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement d'une forme circulaire (figure II.11). [11]



**Figure II-11:** Effondrement des cavités souterraines. [11]

### II.3 Principales causes de glissements de terrains

Le glissement a rarement une cause unique. C'est le plus souvent une action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenchent un glissement ; l'un des facteurs intervenant seul n'aurait en général rien produit. Les causes envisageables dans l'étude du glissement de terrain peuvent se rattacher à trois catégories :

- **Les Lois générales de la dynamique**, ( $F = m.g$ ), illustrées par la pesanteur, qui agit en permanence sur toute masse. Ce facteur est constant pour un site déterminé, sauf en cas de séisme ;
- **La loi de comportement du matériau**, qui montre que pour tout solide, les déformations sont liées aux contraintes (forces par unité de surface appliquées sur un solide) et à leur variation, mais aussi à la température du solide, à sa teneur en eau et à son vieillissement ;
- **Les conditions qui règnent au pourtour du massif** (dites conditions aux limites) :
  - Formes de la surface topographique et de la surface de glissement, qui délimitent le volume instable (conditions aux limites géométriques).
  - Ensemble des contraintes sur le pourtour du massif, parmi lesquelles les pressions interstitielles (conditions aux limites hydrauliques) jouent un rôle très important.
  - La nature des terrains constituant le site.
  - Action de la pluie et les eaux de ruissellement.

- Émergence de nappes aquifères ;
- Les réseaux de distributions d'eau et égouts.
- Pente du versant.
- Déboisement du site.
- Séismes et vibrations.

Avant tout mouvement, il existe un état d'équilibre entre les catégories de facteurs. Les causes des mouvements doivent donc être recherchées dans les variations possibles de ces facteurs :

- **Variation de la pesanteur :**

En cas de séisme, il se produit une accélération qui modifie localement la pesanteur.

L'équilibre de certains volumes est ainsi modifié, ce qui peut conduire à des mouvements de terrain.

- **Variation de la loi de comportement :**

La loi de comportement peut se modifier de différentes manières. Pour certains matériaux dits « fragiles » (durs et cassants), il peut y avoir une brusque diminution de leur résistance si la contrainte qu'ils subissent dépasse un certain seuil. Il y a alors rupture brutale.

Pour d'autres matériaux, la teneur en eau peut déterminer un phénomène de cohésion apparente, due à la capillarité, qui existe dans tous les sols argileux, sableux (château de sable) ou même graveleux.

Les caractéristiques propres du matériau peuvent aussi varier de manière progressive dans le temps, par exemple par altération.

- **Variation des conditions aux limites :**

Elle peut avoir plusieurs origines, soit une origine météorologique (précipitations, fonte de la neige), soit une origine humaine (modification de forme par surcharge ou terrassement, modification de l'hydrologie naturelle). [14]

### II.4 vitesse de déplacement

Les vitesses de déplacement peuvent être estimées ou mesurées de différentes manières, pour chacune de ces sept classes de vitesse, des types de réaction et des impacts significatifs en termes de vies humaines ou de dégâts aux constructions sont proposés.

**Tableau II-1:** Les différentes classes de vitesse de déplacement

| Classe | Description | Vitesse |
|--------|-------------|---------|
|--------|-------------|---------|

---

## Classification des différents types de mouvements de terrain

---

|   |                    |                           |
|---|--------------------|---------------------------|
| 1 | Extrêmement lent   | moins de 16 mm /an        |
| 2 | Très lent          | de 1,6 m / an à 16 mm/an  |
| 3 | Lent               | de 13 m/ mois à 1,6 m/an  |
| 4 | Modéré             | de 1,8 m / h à 13 m /mois |
| 5 | Rapide             | de 3 m / mn à 1,8 m /h    |
| 6 | Très rapide        | de 5 m / s à 3 m /min     |
| 7 | Extrêmement rapide | plus de 5 m /seconde      |

**Classe 1 :** les mouvements sont imperceptibles sans recours à des instruments de mesures très précis, pas de dommages aux structures construites ;

**Classe 2 :** quelques structures permanentes sont sans dommages ou si elles sont fissurées elles peuvent être réparées ;

**Classe 3 :** routes et structures insensibles peuvent être conservées avec de fréquents et lourds travaux de maintenance si les mouvements totaux ne sont pas trop grands pendant la phase d'accélération ;

**Classe 4 :** les structures résistantes peuvent être maintenues en état si elles sont localisées à une courte distance du pied de la masse déplacée ; les structures sur la masse déplacée sont extrêmement endommagées ;

**Classe 5 :** la fuite et l'évacuation sont possibles ; structures construites et aménagements sont détruits par les masses déplacées ;

**Classe 6 :** quelques personnes sont tuées en raison des grandes vitesses qui ne permettent pas à toute les personnes de s'échapper ; destruction majeure ;

**Classe 7 :** catastrophe majeure ; les constructions exposées sont totalement détruites et de nombreuses personnes sont tuées par l'impact des matériaux. [15]

### Conclusion :

Les mouvements de terrain sont des événements soudains qui se réalisent à cause de l'empilage de plusieurs facteurs cités dans ce chapitre, et non seulement une seule cause peut conduire à une catastrophe naturelle.

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève de causes nombreuses et variées, on cite : la nature de terrain (géologie, morphologie, caractéristiques physico-chimiques) ; les actions de l'eau ; et même aussi l'action humaine.

**CHAPITRE III : METHODES D'EVALUATION ET DE CALCUL DE LA  
STABILITE**

**Introduction**

La stabilité des talus rocheux est un cas particulier du problème fondamental de la mécanique des roches, à savoir, le comportement du massif rocheux sollicité par des charges externes. Une solution complète de ce problème doit satisfaire les équations d'équilibre, les équations de comptabilité géométrique et les conditions statiques et cinématiques aux frontières. La connaissance des lois de comportement est une condition nécessaire pour obtenir cette solution.

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. L'analyse de la stabilité des talus est l'une des importants problèmes en

géotechnique. 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.

L'étude d'un talus comporte, outre la connaissance du site (la géométrie, les surcharges au sommet et au pied, et les effets dynamiques ou sismiques), et le choix des caractéristiques mécaniques des sols et hydrauliques, un calcul de stabilité.

Le problème réside dans la détermination de la surface critique de rupture et le facteur de sécurité correspondant ( $F$ ). Il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est-à-dire le rapport entre la résistance au cisaillement du sol à la contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture. Dans le cas des roches la surface critique peut être déterminée suivants les plans des discontinuités présents dans la matrice rocheuses formant le talus.

### **III.1 Méthodes d'évaluation**

#### **III.1.1 Méthode stéréographique**

##### **III.1.1.1 Définition**

L'instabilité structurellement contrôlée signifie que les blocs formés par les discontinuités peuvent librement chuter ou glisser de la périphérie de l'excavation sous l'effet de forces gravitationnelles. Pour affirmer de quel type de rupture il s'agit, une analyse cinématique du dièdre ou Plan potentiel qui croise les faces de l'excavation peut être faite.

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).

##### **III.1.1.2 OBJECTIF :**

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

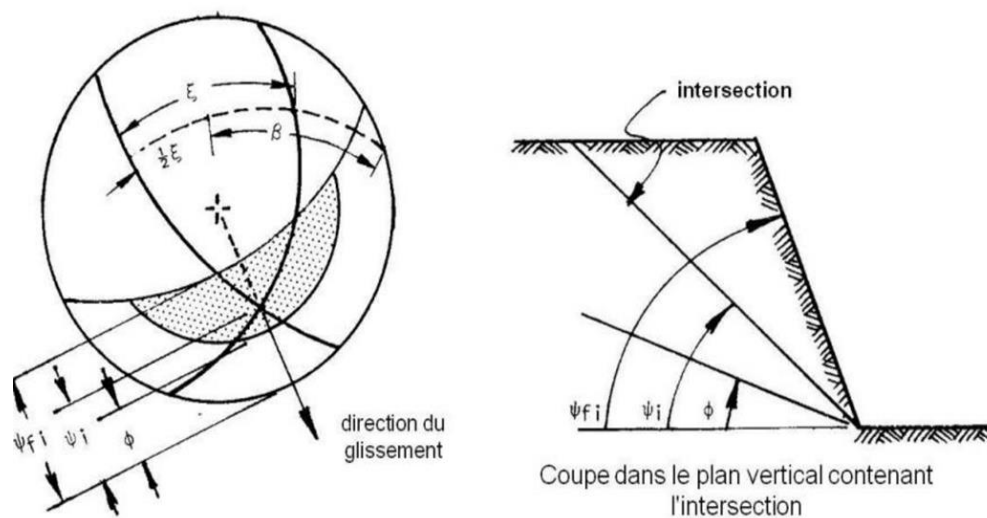
Les objets utilisés en tectonique pourront la plupart du temps se rapporter à des droites (orientées ou non) ou à des plans. [19]

##### **III.1.1.3 Construction théorique**

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 ( $0^\circ$  à  $360^\circ$ ). 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 figure III.1. [19]



**Figure III-1:** Analyse de stabilité - Glissement en dièdre soumis à son seul poids[17]

## • Les mesures sur terrain

Les mesures sur le terrain 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. Comme montré le figure III.2 et III.3 .



**Figure III-2. :** Orientation d'une discontinuité.[17]

**Figure III-3** : utilisation de la boussole.

#### **III.1.1.4 Condition pour reconnaître les glissements**

En stéréographie l'analyse des glissements plan ou en dièdre se fait selon les conditions de **Markland**, qui dépendent de l'angle de frottement interne du massif ainsi que l'angle du talus et celui de la discontinuité.

Une rupture en dièdre ayant deux surfaces rocheuses en contact présente trois modes fondamentaux de glissement : deux modes de glissement sur l'un ou l'autre des plans ou un mode de glissement le long de la ligne d'intersection. Pour mettre en graphique la zone sécuritaire correspondant à une rupture en dièdre sur les plans 1 et 2 avec la ligne d'intersection  $I_{12}$  il faut effectuer les étapes suivantes :

- 1- Mettre en graphique les vecteurs normaux  $n_1$  et  $n_2$  pointant à l'extérieur du bloc ;
- 2- Mettre en graphique le vecteur de la ligne d'intersection  $I_{12}$  pointant à l'intérieur d'un espace libre
- 3- Tracer les grands cercles communs à  $n_1$  et à  $I_{12}$  et commun à  $n_2$  et à  $I_{12}$
- 4- Le long de  $n_1$  et  $I_{12}$  marquer un point p et q à une distance  $\tan \phi_1$  de  $n_1$ , où  $\phi_1$  est l'angle de friction pour le plan 1 ;
- 5- Le long de  $n_2$  et  $I_{12}$  marquer un point s et t à une distance de  $\tan \phi_2$ , où  $\phi_2$  est l'angle de friction pour le plan 2.

Il apparaît évident qu'une analyse de type cinématique ne tient pas compte de plusieurs facteurs. En fait, elle considère seulement l'orientation des différentes fractures en présence dans le massif rocheux. Cette méthode ne considère pas les caractéristiques physiques de la roche (comme la résistance au cisaillement), la cohésion, la pression d'eau ni les contraintes naturelles. Par contre, cette méthode permet d'avoir une très bonne idée du type de rupture potentielle.

### III.2 Calcul de la stabilité des talus

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité  $F_s$ . Ce coefficient est défini comme étant le rapport des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$F_s = \frac{\sum \text{des forces résistantes au mouvement}}{\sum \text{des forces provoquant le mouvement}} \quad (\text{III.1})$$

- $F_s > 1$ , le talus est stable.
- $F_s < 1$ , le talus ne peut que glisser.
- $F_s = 1$ , le talus est en état d'équilibre limite.

Théoriquement, le talus est dit stable si  $F_s > 1$ . L'état d'équilibre limite est obtenu lorsque  $F_s = 1$ . Mais dans la pratique, le coefficient  $F_s$  est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité ;
- 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 ;
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissuration ;
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et les séismes. [16]

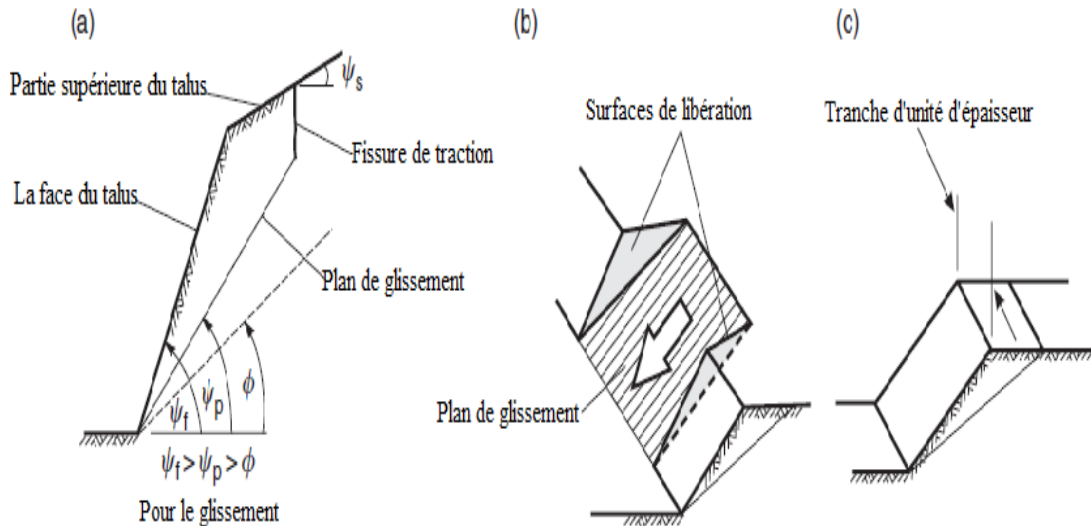
#### III.2.1 Glissement sur un plan unique

Une rupture plane est un phénomène relativement rare dans les talus rocheux, car il est très improbable que toutes les conditions géométriques nécessaires à la production d'une telle rupture se réunissent dans une pente réelle.

Ces conditions géométriques à satisfaire sont :

- Le plan sur lequel se produit le glissement doit émerger parallèlement ou presque (environ  $\pm 20^\circ$ ) à la face de la pente ;
- Le plan de glissement doit émerger dans la face du talus, ce qui signifie que le pendage du plan de glissement doit être inférieur au pendage de la face de la pente, ce qui est  $\psi_p < \psi_f$  ;

- Le pendage du plan de glissement doit être supérieur à l'angle de frottement de ce plan, c.-à-d.  $\psi_p > \phi$  :
- L'extrémité supérieure de la surface de glissement soit intersectée à la pente supérieure, ou se termine par une fissure de tension. [16]



**Figure III-4:**Géométrie de la pente présentant un glissement plan : (a) Coupe montrant des plans formant un glissement plan ;(b) Les surfaces de libération aux extrémités du glissement plan ;(c) L'utilisation de l'unité d'épaisseur dans l'analyse de la stabilité[16]

### III.2.1.1 Calcul du facteur de sécurité dans le cas d'un glissement plan

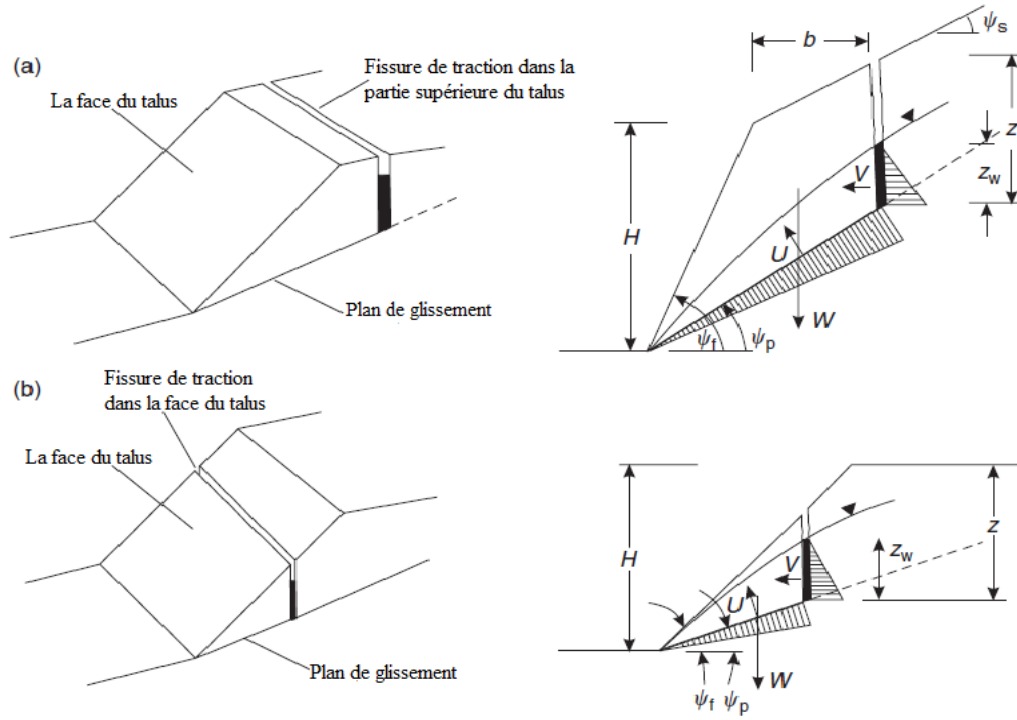
Les conditions géométriques de la pente et des eaux souterraines considérées dans cette analyse sont définies à la figure III.5, qui montre deux géométries comme suit :

- des pentes ayant une fissure de tension dans la surface supérieure ;
- des pentes avec une fissure de tension dans la face du talus.

Lorsque la surface supérieure est horizontale ( $\psi_s = 0$ ), le passage d'un état à l'autre se produit lorsque la fissure de tension coïncide avec la crête du talus, soit lorsque :

$$\frac{z}{H} = (1 - \cot \psi_f \tan \psi_p) \quad (\text{III.2})$$

Où  $Z$  est la profondeur de la fissure de tension,  $H$  est la hauteur de la pente,  $\psi_f$  est l'angle de face de pente et  $\psi_p$  est le pendage du plan de glissement.



**Figure III-5:** Les géométries du glissement plan : (a) fissure de traction dans la partie supérieure du talus ; (b) fissure de traction à la face du talus (Duncan C. Wyllie and Christopher W. Mah). [16]

Le coefficient de sécurité est calculé en résolvant toutes les forces agissant sur la pente en composantes parallèles et perpendiculaires au plan de coulissement. La somme vectorielle des forces de cisaillement,  $\sum N$  agissant sur le plan est appelée force active. Le produit des forces normales totales,  $\sum T$  et la tangente de l'angle de frottement  $\Phi$ , plus la force de cohésion est appelée la force de résistance. Le facteur de sécurité  $F_s$  du bloc coulissant est le rapport entre les forces de résistance aux forces d'entraînement, et est calculé comme suit :

$$F_s = \frac{cA + \sum N \tan \Phi}{\sum T} \quad (III.3)$$

$$F_s = \frac{cA + W \cos \psi_p \tan \Phi}{W \sin \psi_p} \quad (III.4)$$

$c$  : la cohésion du plan de glissement.

$A$  : la surface du plan de glissement.

Si la surface de glissement est propre et ne contient pas de remplissage alors la cohésion est susceptible d'être égal à zéro et l'équation (II.4) se réduit à :

$$F_s = \frac{\cos \psi_p \tan \Phi}{\sin \psi_p} = \frac{\tan \Phi}{\tan \psi_p} \quad (\text{III.5})$$

Où  $F_s = 1$  quand  $\psi_p = \Phi$

Le facteur de sécurité du talus représenté dans la figure III.5 est comme suit :

$$F_s = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \Phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p} \quad (\text{III.6})$$

Et

$$A = \frac{(H + b \tan \psi_s - Z)}{\sin \psi_p} \quad (\text{III.7})$$

La hauteur de la pente est  $H$ , la profondeur de la fissure de tension est  $Z$  et il est situé à une distance  $b$  derrière la crête de la pente. Le pendage de la pente au-dessus de la crête est  $\psi_s$ . [7]

Lorsque la profondeur de l'eau dans la fissure de tension est  $Z_w$ , les forces d'eau agissant sur le plan de glissement en  $U$ , et dans la fente de la tension  $V$  sont données par les relations suivantes :

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w A \quad (\text{III.8})$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w^2 \quad (\text{III.9})$$

Où  $\gamma_w$  est le poids unitaire de l'eau.

Le poids volumique des blocs de glissement ( $W$ ) pour les deux géométries illustrées dans la Figure II.2 est donné comme suit :

✓ **Cas (a)**

$$W = \gamma_r \left[ \left( 1 - \cot \psi_f \tan \psi_p \right) \left( bH + \frac{1}{2} H^2 \cot \psi_f \right) + \frac{1}{2} b^2 (\tan \psi_s - \tan \psi_p) \right] \quad (\text{III.10})$$

✓ **Cas (b)**

$$W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left[ \left( 1 - \frac{Z}{H} \right)^2 \cot \psi_p (\cot \psi_p \tan \psi_f - 1) \right] \quad (\text{III.11})$$

Où  $\gamma_r$  est le poids unitaire de la roche.

### III.2.1.2 Influence de l'eau souterraine :

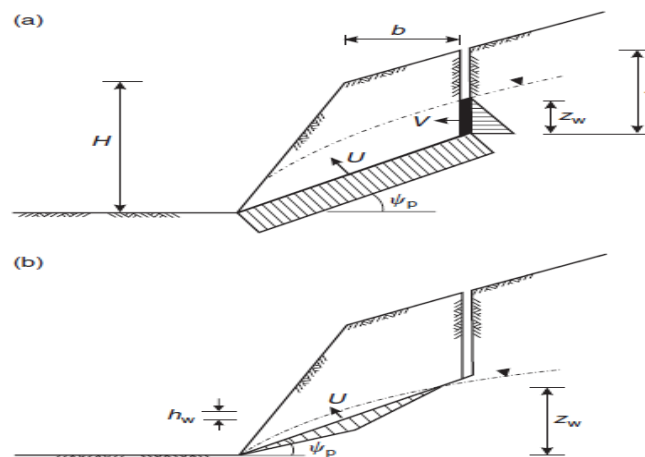
- Le niveau de l'eau souterraine est au-dessus de la base de la fissure de traction et par conséquent les pressions d'eau agissent à la fois dans la fissure de traction et sur le plan de glissement, la force  $U$  est exprimé comme suit :

$$U = \gamma_w Z_w A \quad (\text{III.12})$$

- Le niveau de l'eau souterraine dans la pente est en dessous de la base de la fissure de traction de sorte que la pression d'eau agit seulement sur le plan de glissement ( $V = 0$ ).

$$U = \frac{Z_w}{2 \sin \psi_p} h_w \gamma_w \quad (\text{III.13})$$

Où  $h_w$  est la hauteur estimée de l'eau au milieu de la partie saturée du plan de glissement. [16]



**Figure III-6:** Les pressions possibles des eaux souterraines sur le glissement plan : (a) une pression uniforme sur le plan de glissement ; (b) pression triangulaire sur la lame plane pour la nappe phréatique sous la base de la fissure de tension (Duncan C.) [16]

### III.2.1.3 Profondeur et emplacement critiques de la fissure de traction

Dans l'analyse, on a supposé que la position de la fissure de tension est connue par sa trace visible sur la surface supérieure ou sur la face de la pente, et que la profondeur peut être établie

par la construction d'une coupe précise de la pente. Cependant, la position de la fissure de tension peut être inconnue, due par exemple à la présence de sol au-dessus de la crête de la pente, ou un emplacement supposé peut être nécessaire pour la conception. Dans ces circonstances, il devient nécessaire de tenir compte de la position la plus probable d'une fissure de tension.

Lorsque Le talus est sec ou presque sec ( $\frac{Z_w}{Z} = 0$ ), l'équation (III.6) pour le facteur de sécurité peut être modifié comme suit :

$$F_s = \frac{cA}{W \sin \psi_p} + \cot \psi_p \tan \Phi \quad (\text{III.14})$$

La profondeur de la fissure de traction critique  $Z_c$  pour une pente sèche peut être trouvée en minimisant le deuxième membre de l'équation (III.14) par rapport à  $\frac{Z}{H}$ :

$$\frac{Z_c}{H} = 1 - \sqrt{\cot \psi_f \tan \psi_p} \quad (\text{III.15})$$

L'emplacement correspondant bc est :

$$\frac{b_c}{H} = \sqrt{\cot \psi_f \tan \psi_p} - \cot \psi_f$$

### III.2.1.4 Plan de glissement critique

Quand une discontinuité persistante telle qu'un plan de stratification existe dans une pente, et l'inclinaison de cette discontinuité est telle qu'elle satisfait aux conditions de rupture, la stabilité de la pente sera contrôlée. Cependant, dans certains endroits passés à travers un matériau intact, comment peut-on déterminer l'inclinaison d'un tel chemin de rupture ?

La première hypothèse qui doit être faite concernant la forme de la surface de glissement.

Dans une faible pente de roche ou du sol avec un angle inférieur à environ 45°, la surface de glissement aurait une forme circulaire.

Dans la roche de forte pente, la surface de glissement est sensiblement plane et l'inclinaison d'un tel plan peut être trouvée par la formule suivante :

$$\psi_{pc} = \frac{1}{2}(\psi_f + \Phi) \quad (\text{III.17})$$

$\psi_{pc}$  : L'inclinaison du plan de glissement critique pour les pentes sèches. [16]

### CHAPITRE IV : ANALYSE DE LA STABILITE AU NIVEAU DE LA CARRIERE D'AIN KEBIRA

#### Présentation de l'entreprise

La société des ciments d'Ain El Kébira est une société par action, filiale du groupe GICA détenteur à 100% de son capital social qui s'élève à 2 200 000 000 DA.

Bâtie sur une superficie de 24 hectares, la cimenterie se trouve à 20 km au nord-est du chef-lieu de wilaya de Sétif et à 07 km au sud de la daïra d'Ain El Kébira, dont les coordonnées géographiques :

- Longitude (Greenwich) 5° 27' E,
- Latitude nord 36° 20'
- Altitude 1 040 mètres.

Le siège de la direction générale se trouve dans la ville de Sétif à la cité Boucharda, rue ABACHA Ammar.

Avec une capacité contractuelle (installée) de production de 1 000 000 tonnes de ciment portland (CPA) par an, la société fabrique actuellement :

- Le ciment Portland aux ajouts CPJ : CPJ-CEM II/A 42.5 NA 442
- Le ciment résistant sulfate CRS : CPA-CEM I-42,5 ES NA 443



**Figure IV-1:** photo de l'entreprise

L'étude de la stabilité des talus des mines à ciel ouvert tient en compte de la stratigraphie et de la lithologie du site à étudier, la présence d'une nappe d'eau qui traverse le site ainsi que de la tectonique du gisement.

Dans ce présent chapitre, nous avons éclairci toute information relative aux Conditions géologiques, hydrogéologiques et minière du gisement de calcaire d'Ain Kébira.

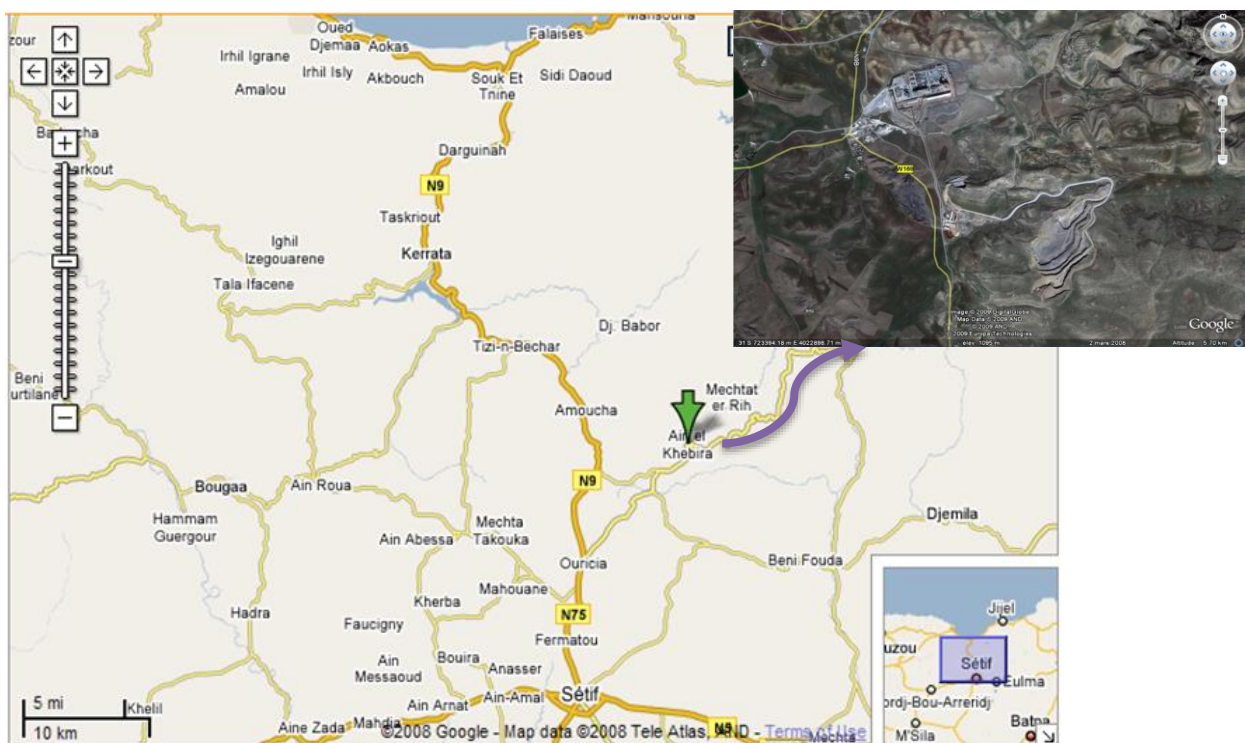
### IV.1 Etude géologiques du gisement

#### IV.1.1 Situation géographique du gisement d'Ain El Kébira

La wilaya de Sétif est située dans la partie Nord-Est du pays soit à 300 km d'Alger.

Elle est délimitée :

- Au Nord par la wilaya de Bejaia et Jijel.
- A l'Est par la wilaya de Mila.
- Au Sud par les wilayas de Batna et M'silla.
- A l'Ouest par la wilaya de Bordj Bou Arreridj.



**Figure IV-2:** Situation géographique de la carrière d'Ain Kébira

Le périmètre de calcaire « Djebel Medjounes » correspond à la partie Sud et sud-est du djebel Medjounes. Il se situe à 22 km au Nord Est de la wilaya de Sétif, à 6 km de la localité d'Ain El

Kébira et à 11 km au Nord-Ouest de Béni Fouda. Administrativement, il est rattaché à la commune de Béni Fouda, daïra de Djemila, wilaya de Sétif. Les coordonnées UTM N.S Fuseau 31 des points limites du périmètre de permis d'exploitation sont consignées dans le tableau IV-1 suivant :[21]

**Tableau IV-1 : limites du périmètre de permis d'exploitation**

| Points limites       | Coordonnées UTM |           |
|----------------------|-----------------|-----------|
|                      | X               | Y         |
| 1                    | 724 900         | 4 022 400 |
| 2                    | 725 900         | 4 022 400 |
| 3                    | 725 900         | 4 021 300 |
| 4                    | 725 800         | 4 021 300 |
| 5                    | 725 800         | 4 021 100 |
| 6                    | 725 700         | 4 021 100 |
| 7                    | 725 700         | 4 021 000 |
| 8                    | 725 600         | 4 021 000 |
| 9                    | 725 600         | 4 020 900 |
| 10                   | 725 500         | 4 020 900 |
| 11                   | 725 500         | 4 020 800 |
| 12                   | 725 400         | 4 020 800 |
| 13                   | 725 400         | 4 020 600 |
| 14                   | 725 300         | 4 020 600 |
| 15                   | 725 300         | 4 020 500 |
| 16                   | 724 100         | 4 020 500 |
| 17                   | 724 100         | 4 020 600 |
| 18                   | 723 700         | 4 020 600 |
| 19                   | 723 700         | 4 021 200 |
| 20                   | 724 900         | 4 021 200 |
| Superficie : 243 ha. |                 |           |



**Figure IV-3: vu sur la carrière**

#### **IV.1.2 Climat de la région**

- La Wilaya est caractérisée par un climat de type continental semi-aride avec des étés chauds et des hivers rigoureux.
- Les pluies hivernales sont torrentielles et responsables d'une importante érosion.
- En été les précipitations sont pratiquement nulles et les chaleurs sont très importantes et responsables de nombreux incendies.
- Partout les pluies sont irrégulières d'une année à l'autre inégalement réparties.
- La région montagneuse reçoit environ 700 mm de précipitations en moyenne annuellement.
- La région des hautes plaines reçoit 400 mm de précipitations.

La moyenne annuelle des pluies est de l'ordre de 300 mm dans la lisière Sud et Sud-Est.

**Tableau IV-2: Précipitation annuelle année 2017. [21]**

| mois        | jan  | Fév. | mar. | avr. | mai  | juin | juil. | aout | sept | oct. | nov. | déc. |
|-------------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|
| Moy<br>(mm) | 47.0 | 44.0 | 32.6 | 40.0 | 39.9 | 20.1 | 3.7   | 23.4 | 30   | 30   | 21   | 55.9 |

La Wilaya est moyennement ou peu gélifiée ; néanmoins, la zone montagneuse est la plus gélifiée de la Wilaya.

Durant la saison froide, la Wilaya enregistre des chutes de neige bénéfiques aux sols, l'altitude élevée maintient les neiges jusqu'au mois de Mars et même Avril de certaines années.

Au cours de la saison printanière, les gelées blanches font des ravages sur les hautes plaines et influent négativement sur la production agricole.

Les températures sont élevées au cours de la saison estivale, en particulier les mois de Juillet et août, par contre elles sont basses pendant l'hiver notamment au mois de Décembre et Janvier.

- **Températures :**

**Tableau IV-3 :Températuresannée 2017. [21]**

| Mois | Janv | fev | Mars | Avril | May  | juin | Juill. | Aout | Sept | Oct  | Nov | Déc |
|------|------|-----|------|-------|------|------|--------|------|------|------|-----|-----|
| T°C  | 4.9  | 5.0 | 8.4  | 12.0  | 15.7 | 22.4 | 26.2   | 24.4 | 20.4 | 14.7 | 9.9 | 5.6 |
| Moy  |      |     |      |       |      |      |        |      |      |      |     |     |

- **Humidité de l'air :**

**Tableau IV-4 : Humidité de l'air 2017. [ 21 ]**

| Mois | Jan  | fev  | mar. | avr  | mai | juin | juill. | aout | sep  | oct. | nov. | déc. |
|------|------|------|------|------|-----|------|--------|------|------|------|------|------|
| Moy  | 75.4 | 79.6 | 75.5 | 67.2 | 63  | 47.1 | 36.1   | 46.1 | 57.9 | 68.5 | 77.4 | 82.7 |

#### **IV.1.3 Stratigraphie de la région du Djebel Medjounes:**

Le bassin de Sétif et ses encadrements se composent presque exclusivement des roches sédimentaires qui datent de l'ère secondaire, du tertiaire et du quaternaire.

Dans toute l'ère secondaire, dans l'Eocène et dans le Miocène, les roches sont d'origine marine et lagunaire.

Les sédiments continentaux se trouvent dans l'Oligocène, dans le pliocène et dans le Quaternaire.

La litho stratigraphie de la région se présente comme suit :

- ❖ **Quaternaire** : Alluvions, éboulis.
- ❖ **Pliocène** : Conglomérats, poudingues, argiles gypseuses, *amas* de galets et argiles.
- ❖ **Miocène** : Marnes bleues et grises très fossilifères.
- ❖ **Eocène** : Marnes noires, brunes ou grises, calcaires massifs et marnes schisteuses noires.
- ❖ **Crétacé** : Calcaires, marnes sombres et grises, argiles et gypses.
- ❖ **Trias** : Mélange de gypse et d'argile.[21]

#### **IV.1.4 Stratigraphie et paléogéographie**

La région d'étude se caractérise par deux nappes nettement prononcées, constituées des roches du crétacé et du paléogène. Ainsi du Nord au Sud on peut distinguer :

- ✓ L'unité tellienne.
- ✓ La nappe de Djemila.

L'unité tellienne est peu développée en surface. On y retrouve les signes caractéristiques tels que la schistosité et la semelle du trias gypseux.

La nappe de Djemila couvre une grande étendue. Y sont observés des plis couchés de la barre calcaire faisant aboutir à la vaste structure anticlinale du Djebel Medjounes.

La région a connu de forts mouvements et d'importants chevauchements des structures telliennes qui se sont produits vers le sud au miocène.

La période du trias au luthétien a connu l'existence du bassin marin qui a donné naissance à de puissantes assises avec prédominance de roches de composition carbonatée-argileuse.

L'éocène et l'oligocène correspondent à la période de régression marine générale.

Au burdigalien, la transgression marine a envahi une étroite bande dans la région de Béni Aziz par la suite la mer s'est définitivement retirée.

#### **IV.1.5 Géologie du gisement**

La stratigraphie du massif du Djebel Medjounes et de son voisinage se caractérise par la présence de membres stratigraphiques Triasique, Crétacé, Tertiaire et Quaternaire.

Les différents faciès constituant le gisement étudié sont en majeure partie du crétacé supérieur.

On observe plusieurs variétés de faciès révélés par les travaux de sondage qui sont représentées par :

- Une série calcaire qui présente une texture finement cristalline, de couleur variant du gris au gris brunâtre, intercalée parfois par des lits de roches marneux à faiblement marneux de 1 à 4m de puissance. L'épaisseur de cette série calcaire est légèrement supérieure à 10 m. Elle est observable dans la partie Sud-ouest et Nord du gisement et elle est recoupée par les sondages S18 (7.20 à 18), 520 (3.80 à 10.70m), S 21. 531, 530 (5.0 à 13}.
- Une série de calcaire présentant une texture souvent compacte à rares joints contournés bitumineux, de couleur gris noirâtre, très dur avec une très faible teneur en marne. Des nodules de pyrite, visible à l'œil nu ont été observés sur les carottes de sondage. Ces calcaires sont recoupés pratiquement par tous les sondages sur une puissance variant faiblement entre 20 et 25m alors qu'elle est plus grande dans la partie Nord du gisement.
- Une série qui se compose en premier lieu de roches marneuses fortement calcaires en alternance avec des calcaires fortement marneux et de roches marneuses faiblement calcaires.

De couleur gris sombre, à joints contournés bitumineux. L'épaisseur moyenne de cette couche est de 20m. Elle peut atteindre les 60m dans certains sondages dans la partie Est du gisement. Des karsts de 0,70 à 5 m vides et parfois remplis d'argile ont été quelquefois recoupés par quelques sondages. Des fractures remplies d'argile et de calcite ont été observées sur les carottes de sondage.

La couverture est constituée de terre végétale brun noirâtre et présente une épaisseur moyenne de 50cm.[21]

#### **IV.1.6 Tectonique du gisement**

La position des roches ainsi que leur répartition régionale sont déterminées par une tectonique complexe. Le bassin constitue dans son ensemble une partie d'un vaste synclinarium à direction W-E. et renferme de nombreuses failles directionnelles ou diagonales ainsi que des effondrements, des soulèvements et des chevauchements. Les roches plus anciennes, jusqu'à la base du Miocène, ont subi un plissement intense. Le versant dominant est en direction Sud. Les axes principaux de plissement prennent approximativement la direction E-W. Ils sont souvent superposés, d'un plissement transversal prononcé dont l'orientation est diagonale aux axes principaux comme on peut voir très nettement au djebel Medjounes où les axes de plis transversaux se dirigent en sens N-S et en sens SW-NE.

#### **IV.2 Conditions minières**

##### **IV.2.1 Régime de fonctionnement de la carrière**

D'après la recommandation des responsables des matières premières, le but est d'arriver à extraire 26 00 000 tonnes en fonction des paramètres suivants :

Nombre de jours ouvrables par an : 365 jours

Nombre de jours ouvrables par mois : 30

Nombre de jours ouvrables par semaine : 07

Nombre de postes de travail par jour : 01

Nombre d'heures de travail par poste : 11 heures

**Tableau IV-5 : capacité de production de calcaire.[21]**

| <b>Matière première</b> | <b>Capacité de la carrière</b> |                 |             |                     |                |
|-------------------------|--------------------------------|-----------------|-------------|---------------------|----------------|
|                         | <b>Unité de Mesure</b>         | <b>Annuelle</b> | <b>Mois</b> | <b>Journalières</b> | <b>Horaire</b> |
| <b>Calcaire</b>         | <b>Tonne</b>                   | 26 00 000       | 2 16 666    | 7 222               | 656            |
|                         | <b>m<sup>3</sup></b>           | 1 003 861       | 83 655      | 2 788               | 253            |

##### **IV.2.2 Système d'exploitation**

L'exploitation du gisement de calcaire « DJEBEL MEDJOUNES 2 » se fait à ciel ouvert par la méthode du tir à l'explosif sur les niveaux successifs : +1323 m, +1308 m, 1293 m, 1278 m,

+1263 m, +1248 m, 1233 m, +1218 m, +1203 m, +1188 m, +1173 m ses paramètres d'extraction sont comme suit :

- ❖ Hauteur des gradins : 15 m
- ❖ Angles des talus : 80 °
- ❖ Largeur de la plateforme de travail : 40 m

#### **IV.2.3 Etat actuel des travaux d'exploitation**

Une piste principale de 2880m de longueur a été réalisé dans l'objectif de relier l'ancien carrière « Djebel Medjounes » avec le niveau sommital +1323m de « Djebel Medjounes 2», cette piste traverse les niveaux prévus pour la réalisation des travaux de développement et d'exploitation.

Les deux niveaux sommitaux +1323m et +1308m ont déjà fait l'objet d'exploitation durant l'exercice 2017, des travaux d'ouverture des niveaux +1293m et +1278m seront programmés durant l'année 2018.

#### **IV.2.4 Travaux d'abattage:**

Les travaux d'abattage du calcaire se font à l'aide d'explosifs ce qui permet d'avoir une bonne et régulière fragmentation de la roche.

#### **IV.2.5 Foration :**

La foration des trous de mine se fait à l'aide des sondeuses dont les caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau IV-6 : caractéristiques des foreuses utilisées dans la carrière**

| Type de sondeuse     | Nombre | Diamètre du trou (mm) |
|----------------------|--------|-----------------------|
| Atlas copco roc f 6  | 01     | 110                   |
| Furukawa dcr 20      | 01     | 80                    |
| Ingersoll rand DM 25 | 01     | 162                   |

**IV.2.6 Les principaux paramètres du tir pour une volée :****✓ Géométrie :**

- Hauteur des gradins : 15 m ;
- Diamètre des trous : 110 mm ;
- Inclinaison des trous : 10° ;
- Nombre de rangée : 02 rangées ;
- Nombre total de trous : 36 trous.

**✓ Maille :**

- Largeur de la banquette : 4 m ;
- Escapement des trous: 5 m.

**✓ Explosif de pied :**

- MARMANIT III : 37.5 Kg/trou.

**✓ Explosif de colonne :**

- ANFOMIL : 62.5 Kg/trou.

**✓ Charge explosifs :**

- Quantité totale d'explosif par trou : 100 Kg ;
- Charge d'explosif instantanée : 300 Kg.

**IV.2.7 Chargement :**

Le tout venant extrait au tir est chargé sur camion par chargeuses. Les caractéristiques du matériel de chargement disponible dans la carrière sont données dans le tableau IV -7 suivant :

**Tableau IV-7:** Caractéristiques des chargeuses utilisées dans la carrière

| Type de chargeuse                                                   | Nombre | Capacité de godet (m <sup>3</sup> ) |
|---------------------------------------------------------------------|--------|-------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"><li>• Kumatsu W A 700</li></ul>   | 02     | 7 à 8                               |
| <ul style="list-style-type: none"><li>• Caterpillar 990 k</li></ul> | 02     | 8                                   |

**IV.2.8 Transport :**

Le transport est l'un des processus principaux et le plus important dans l'exploitation des carrières ou mines à ciel ouvert.

Le matériau abattu est transporté vers la trémie de réception. La distance maximale de transport atteint 9 km. Les caractéristiques des moyens de transport disponibles en Carrière sont données dans le tableau IV-8 ci-dessous :

**Tableau IV-8:** Caractéristiques du matériel de transport utilisé dans la carrière.

| Type                | Nombre | Capacité (tonne) |
|---------------------|--------|------------------|
| • Hitachi E H 1000  | 08     | 60               |
| • Caterpillar 773 G | 05     | 60               |

Les deux conclusions principales qu'on peut tirer après avoir présenté ce chapitre sont les Suivantes :

- Le gisement de calcaire de Djebel Medjounès 2 est constitué de deux couches Principales (calcaire, calcaire marneux).
- Il n'existe pas une nappe d'eau qui règne au-dessus de la limite inférieure du gisement

### **IV.3 Evaluation de la stabilité de la carrière d'Ain kebira**

#### **IV.3.1 Choix de la zone d'étude**

Notre travail consiste à faire une évaluation de la stabilité du gisement de calcaire de la carrière d'Ain El kebira. Cette évaluation est une évaluation à moyen terme pour seulement les deux niveaux existants qui sont déjà en exploitation comme montré dans le plan topographique ANNEXE III.3, et plus précisément pour les gradins dont on a pu lever les fissures et les implanter pour bien déterminer leurs positionnement et leurs pendage nécessaires pour la représentation stéréographique des plans des discontinuité et le calculer du coefficient de sécurité pour bien évaluer la stabilité.

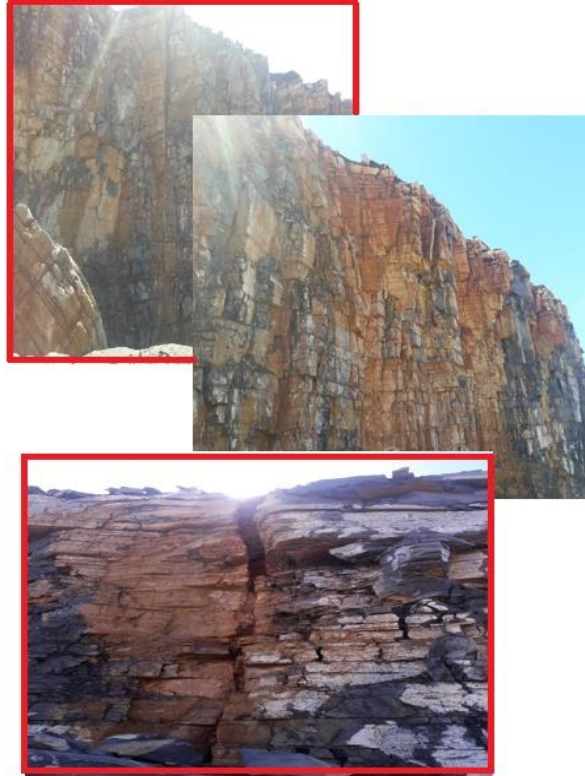
Alors pour toutes ces raisons, les gradins dont on va évaluer sont : +1323 et +1308

#### **IV.3.2Analyse stéréographique**

La stéréographie est une des méthodes d'évaluation de la stabilité d'un talus dans une mine à ciel ouvert

**A. Niveau 01 :**

Le niveau est un bloc rocheux formé essentiellement de calcaire avec plusieurs discontinuités visible sur la figure : ces discontinuités sont pour la plupart des joints argileux qui divise le massif rocheux.



**Figure IV-4:** photos représentant le gradin N°01

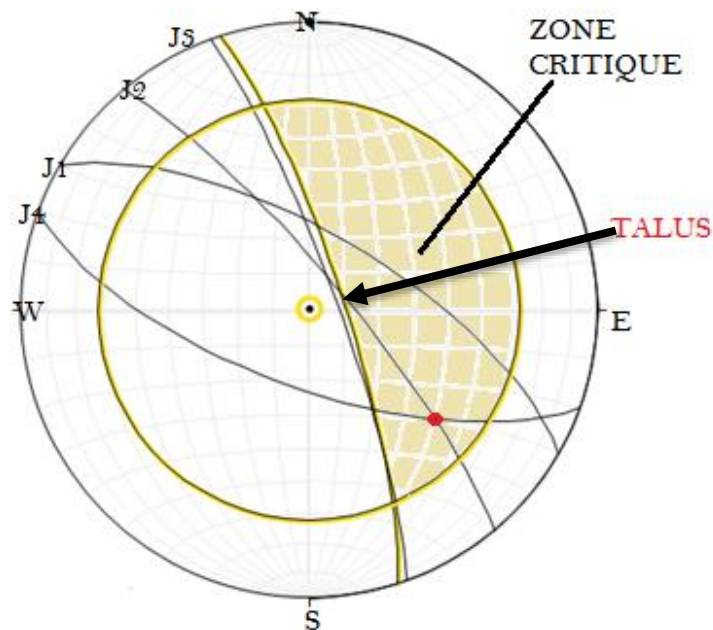
**A.1.Niveau 01 Gradin 01 :**

L'ensemble des discontinuités principales du massif sont répertoriées dans le tableau suivant :

**Tableau IV-9:** L'ensemble des discontinuités principales du massif du niveau 01 gradin 01

|                                                               | DIRECTION (°) | PENDAGE (°) |
|---------------------------------------------------------------|---------------|-------------|
| Talus                                                         | 342N          | 80SO        |
| Joint01                                                       | 300N          | 68NE        |
| Joint 02                                                      | 320N          | 80NE        |
| Joint03                                                       | 340N          | 82NE        |
| Joint04                                                       | 110N          | 65NE        |
| <b>angle de frottement interne (<math>\varphi</math>)=28°</b> |               |             |
| <b>angle de talus (<math>\psi_f</math>)=80°</b>               |               |             |

Puis, nous avons reporté les mesures du terrain sur le canevas de Wulff grâce à la projection stéréographique pour obtenir la figure suivante logiciel utilisé STERENET



A partir de la projection, nous observons les plans présentant un risque potentiel de glissement suivants les conditions de Markland. Pour cela il a fallu tracer, les vecteurs directionnels des plans passant par la zone critique et déterminer les points d'intersection des plans à l'intérieur de cette zone si ce n'est les plans eux même.

Dans le gradin 01 intersection des plans et le passage du plan de joint 1 sont observés. Les plans concernés sont :

### **Intersection01 :**

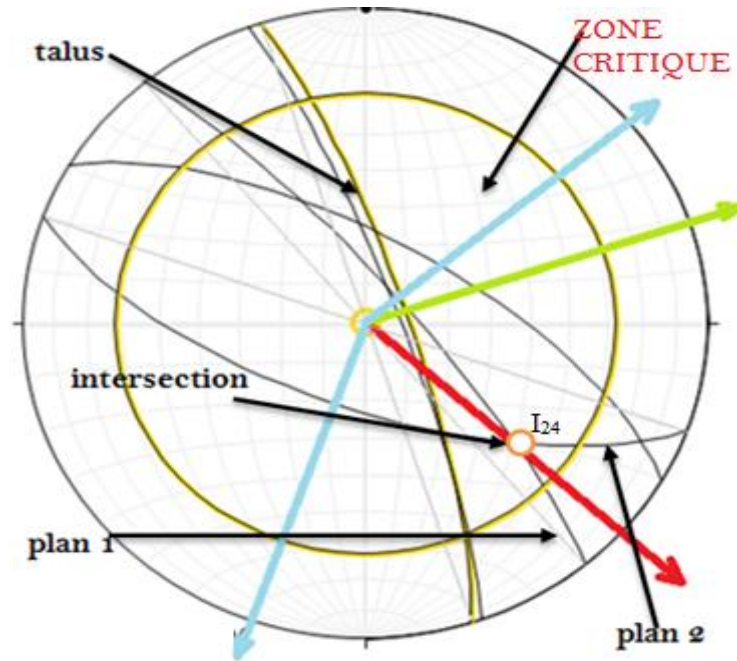
- Joint 02 : 320N-80NE
- Joint 04 :110N-65NE

### **Intersection01 :**

Selon les conditions de Markland, Il y'a une possibilité de glissement en dièdre formé des plans suivants :

- Joint 02 : 320N-80NE
- Joint 04 :110N-65NE

Il reste à savoir dans quelle direction va se produire le glissement. Pour cela, nous avons étudié la direction de chaque plan comme la montre la figure ci-dessous.



Selon les critères d'étude des plans stéréographiques, les vecteurs directionnels des deux plans de discontinuités (en bleu) sont en dehors de la zone créée entre les vecteurs directionnels de talus (en vert) et la ligne d'intersection des plans de discontinuité (en rouge), ce qui indique que le glissement en dièdre potentiel se produira sur les deux plans (plan de joint02 et plan de Joint04).

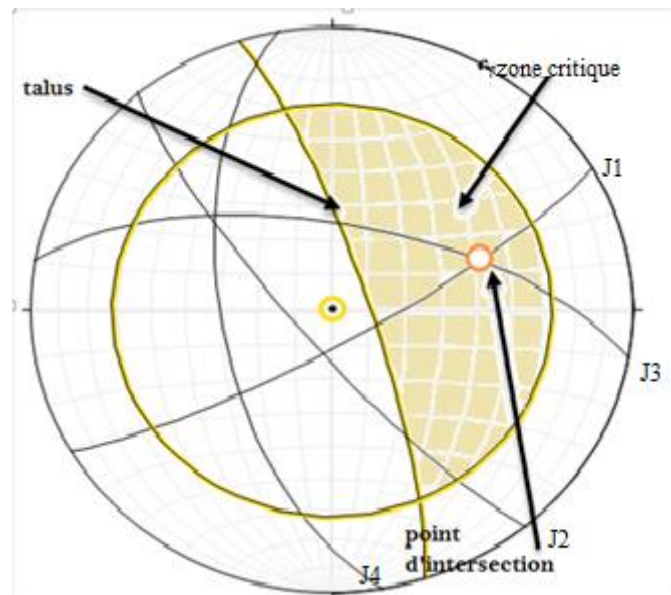
#### A.2.Niveau 01 Gradin 02 :

L'ensemble des discontinuités principales du massif sont répertoriées dans le tableau suivant :

**Tableau IV-10:** L'ensemble des discontinuités principales du massif du niveau 01 gradin 02

|                                               | DIRECTION ° | PENDAGE ° |
|-----------------------------------------------|-------------|-----------|
| Talus                                         | 342N        | 80E       |
| Joint01                                       | 60N         | 80SE      |
| Joint02                                       | 140N        | 80SW      |
| Joint03                                       | 280N        | 65NE      |
| Joint04                                       | 170N        | 60SW      |
| angle de frottement interne ( $\varphi$ )=28° |             |           |
| angle de talus ( $\psi_f$ )=80°               |             |           |

Puis, nous avons reporté les mesures du terrain sur le canevas de Wulf grâce à la projection stéréographique pour obtenir la figure suivante :



A partir de la projection, nous observons les plans présentant un risque potentiel de glissement suivant les conditions de Markland. Pour cela il a fallu tracer, les vecteurs directionnels des plans passant par la zone critique et déterminer les points d'intersection des plans à l'intérieur de cette zone si ce n'est les plans eux mêmes.

Dans ce gradin, une intersection du plan est observée. Les plans concernés sont :

### Intersection 01 :

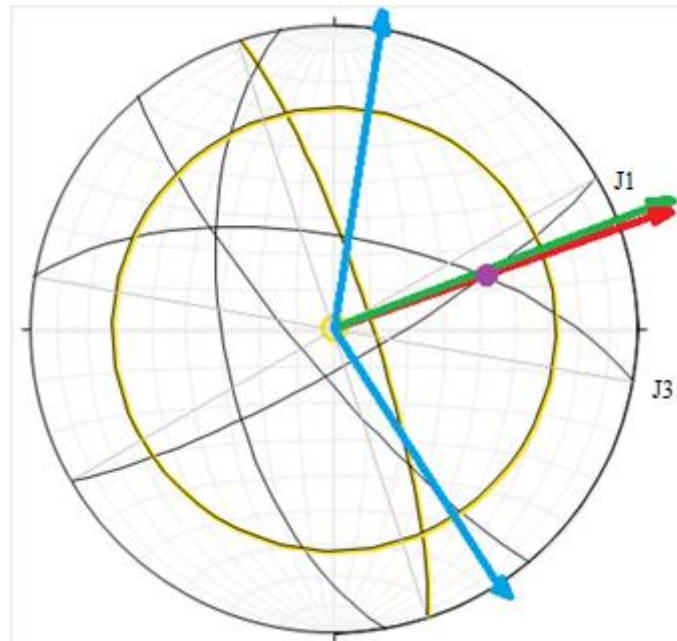
- Joint 1 :60N-80SE
- Joint 3 :280N-65NE

### Intersection 01 :

Selon les conditions de Markland, Il y'a une possibilité de glissement en dièdre formé des plans suivants :

- Joint 60N-80SE
- Joint 280N-65NE

Il reste à savoir dans quelle est la cinématique du mouvement qui va se produire. Pour cela, nous avons étudié la direction de pendage de chaque plan comme le montre la figure ci-dessous.



Selon la représentation cyclographique , la présence des vecteurs directionnels du pendage du talus et de la ligne d'intersection des plans de discontinuité J1 et J3 entre les vecteurs de direction de chaque plan indique que le glissement en dièdre potentiel va se produire sur les deux plans de discontinuités et suivant cette même ligne d'intersection des deux joints .

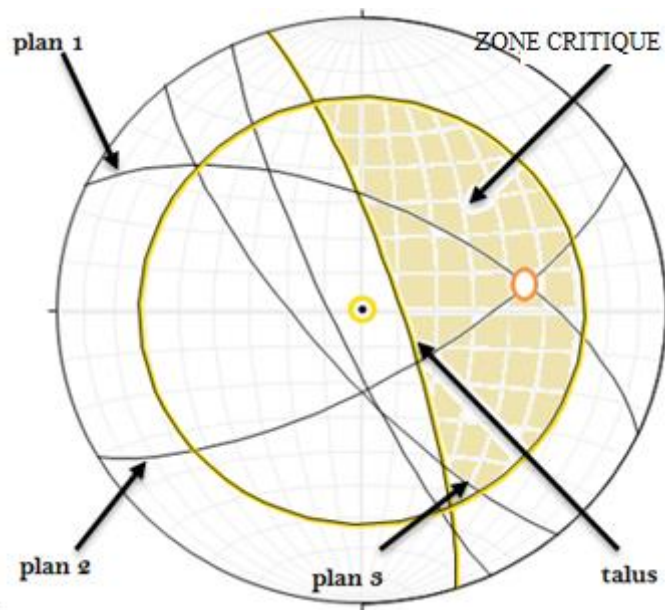
### A.3.Niveau 01 Gradin 03 :

L'ensemble des discontinuités principales du massif sont répertoriées dans le tableau suivant :

**Tableau IV-11:** L'ensemble des discontinuités principales du massif du niveau 01 gradin 03

|                                                                                                                  | DIRECTION ° | PENDAGE ° |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|-----------|
| Talus                                                                                                            | 162N        | 80NE      |
| Joint01                                                                                                          | 60N         | 70SW      |
| Joint02                                                                                                          | 155N        | 82SW      |
| Joint03                                                                                                          | 295N        | 60NE      |
| Joint04                                                                                                          | 140N        | 75SW      |
| <b>angle de frottement interne (<math>\varphi</math>)=28°</b><br><b>angle de talus (<math>\psi_f</math>)=80°</b> |             |           |

Puis, nous avons reporté les mesures du terrain sur le canevas de Wolf grâce à la projection stéréographique pour obtenir la figure suivant :



A partir de la projection, nous observons les plans présentant un risque potentiel de glissement suivant les conditions de Markland. Pour cela il a fallu tracer, les vecteurs directionnels des plans passant par la zone critique et déterminer les points d'intersection des plans à l'intérieur de cette zone si ce n'est les plans eux même.

Dans ce gradin, une intersection de plan est observée. Les plans concernés sont :

**Intersection01 :**

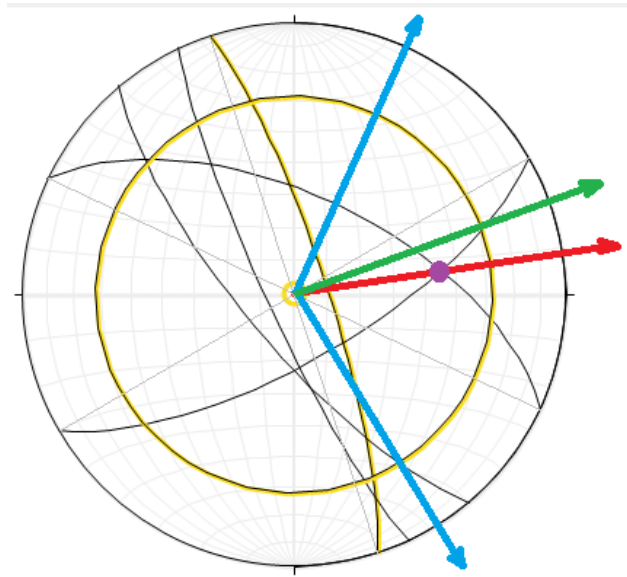
- Joint 1 :60N-70SW
- Joint 3 :295N-60NE

**Intersection01 :**

Selon les conditions de Markland, Il y'a une possibilité de glissement en dièdre formé par les plans suivants :

- Joint 60N-70SW
- Joint 295N-60NE

Il reste à savoir dans quelle direction va se produire le glissement. Pour cela, nous avons étudié la direction de chaque plan comme la montre la figure ci-dessous.

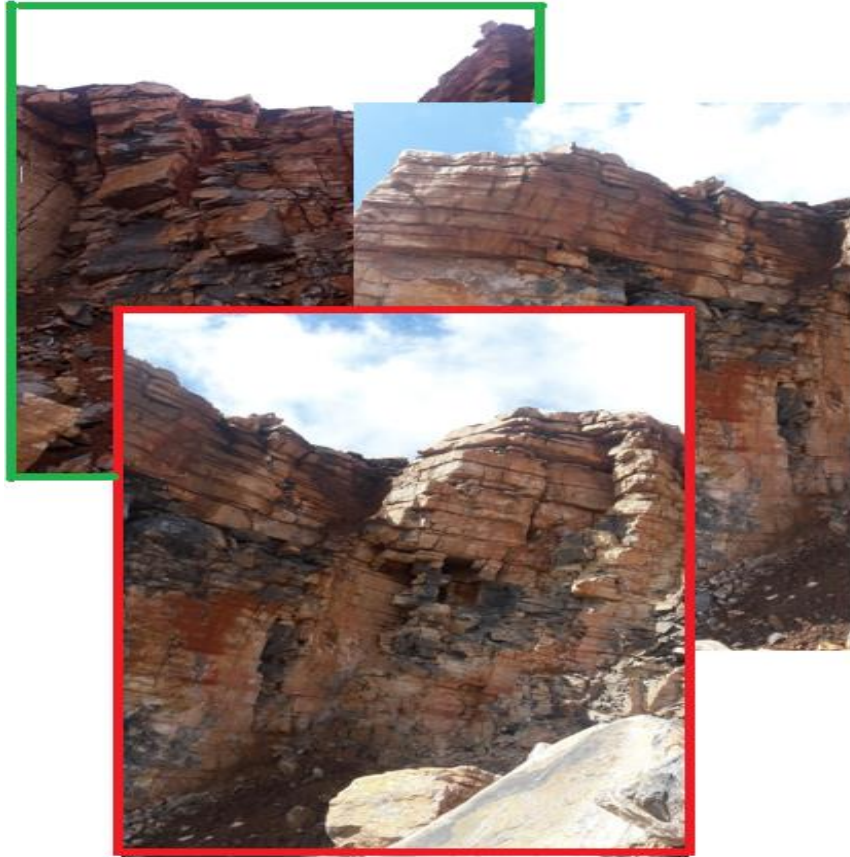


Comme indiqué ci-dessus, le vecteur de direction du plan 240N-70SW (en bleu sur la figure) et le vecteur directionnel du plan 115N-60NE(en bleu) se trouve en dehors de la zone créée par le vecteur de direction du talus (en vert) et le vecteur de la ligne d'intersection (en rouge). Donc, le dièdre présente une possibilité de glissement suivant les deux plans de discontinuité

### **Conclusion**

Pour les glissements potentiels du niveau01, on note, après l'analyse structurale par stéréographie, 03 glissements en dièdres suivants différents plans induisant la chute de bloc rocheux. A partir de cela nous allons procéder à une étude par la méthode analytique du glissement en dièdre. Cette analyse se fera, pour confirmer les résultats établies par la méthode stéréographique, et ainsi voir l'incidence de ce glissement sur le reste des gradins supérieurs en cas de leur présence.

**B. Niveau 02 :**



**Figure IV-5:** photos représentant le gradin N°02

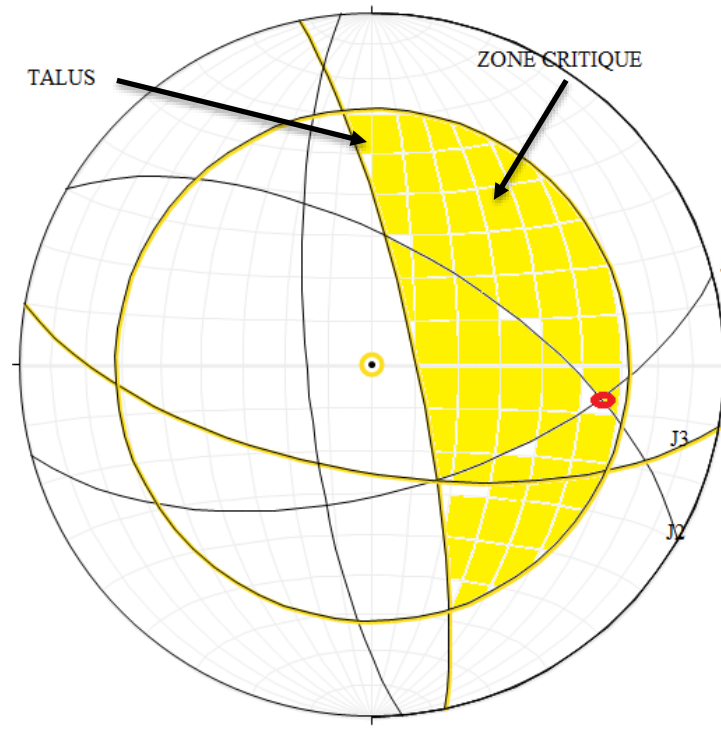
**B.1. Niveau02 gradin 01 :**

L'ensemble des discontinuités principales du massif sont répertoriées dans le tableau suivant :

**Tableau IV-12:** L'ensemble des discontinuités principales du massif du niveau 02 gradin 01

|                                               | DIRECTION | PENDAGE |
|-----------------------------------------------|-----------|---------|
| TALUS                                         | 348N      | 80 E    |
| JOINT 1                                       | 75N       | 60 S    |
| JOINT 2                                       | 300N      | 62 N    |
| JOINT 3                                       | 100N      | 65S     |
| JOINT 4                                       | 175N      | 75 E    |
| angle de frottement interne ( $\varphi$ )=28° |           |         |
| angle de talus ( $\psi_f$ )=80°               |           |         |

Puis, nous avons reporté les mesures du terrain sur le canevas de Wolf grâce à la projection stéréographique pour obtenir la figure suivant :



A partir de la projection, nous observons les plans présentant un risque potentiel de glissement suivants les conditions de Markland. Pour cela il a fallu tracer, les vecteurs directionnels des plans passant par la zone critique et déterminer les points d'intersection des plans à l'intérieur de cette zone si ce n'est les plans eux même.

Dans ce gradin, 01 intersection des plans et un passage de plan dans la zone critique sont observées. Les plans concernés sont :

### **Intersection 01 :**

- Joint 1 : 75N-60S
- Joint 2 : 300N-62N

### **Passage de plan par la zone critique :**

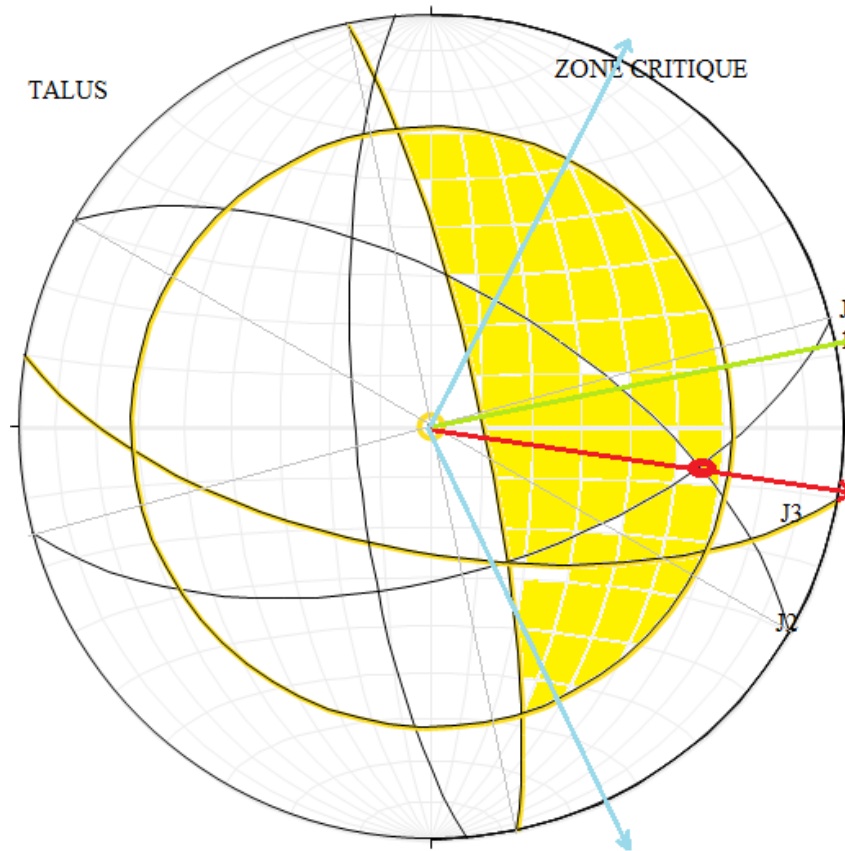
- Joint03 : 100N-65S

### **Intersections 01 :**

Selon les conditions de Markland, Il y'a une possibilité de glissement en dièdre formé des plans suivants :

- Joint 1 : 75N-60S
- Joint 2 : 300N-62N

Il reste à savoir dans quelle direction va se produire le glissement. Pour cela, nous avons étudié la direction de chaque plan comme la montre la figure ci-dessous.



Selon les critères d'étude des plans stéréographiques, et comme indique ci-dessus, la présence des vecteurs directionnels de chaque plan de discontinuité (en blue) en dehors de la surface formé par les vecteurs directionnels du talus et de la ligne d'intersection des plans de discontinuité, indique que le glissement en dièdre potentiel va se produire sur les deux plans, suivant cette même ligne d'intersection des deux joints.

### **Conclusion**

Pour les glissements potentiels du niveau 02, on note, après l'analyse structurale par stéréographie, 2 glissements induisant la chute de bloc rocheux, le premier en dièdre et l'autre suivant un plan. A partir de cela nous allons procéder à une étude par les méthodes analytiques du glissement en dièdre et en plan. Cette analyse se fera, pour confirmer la théorie établie par la méthode stéréographique, et ainsi voir l'incidence de ce glissement sur le reste des gradins supérieurs en cas de leur présence.

### IV.3.3 Calcul et estimation de l'angle de frottement interne et la cohésion

Pour les besoins de notre étude, nous avons dû récolter un certain nombre d'informations relatives aux roches constituant le talus (angle de frottement interne, cohésion ...etc.). Pour l'argile, on a pu compter sur le laboratoire au niveau de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines et Métallurgie pour effectuer les essais nécessaires.

#### IV.3.3.1 La cohésion et l'angle de frottement interne de l'argile à l'aide d'essai de cisaillement direct :

L'essai de cisaillement, qui est le plus courant pour l'obtention de l'angle de frottement interne et la cohésion, a été réalisé au niveau de laboratoire de l'école nationale des mines et métallurgie Annaba comme il est illustré dans l'annexe I.

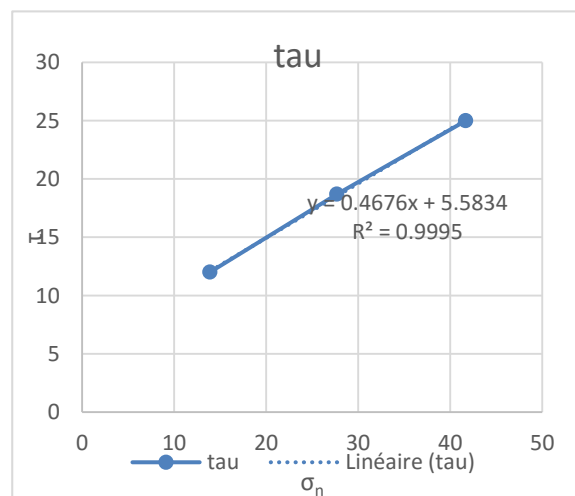
Pour l'essai de cisaillement direct de l'argile, on a effectué trois essais nécessitant à chaque fois trois échantillons pour qu'à la fin la courbe  $\tau = f(\sigma_n)$  puisse être tracée. Les tableaux et les figures ci-dessous résument l'ensemble des résultats obtenus.

#### A. Cas non drainé (l'argile humide) :

Les résultats du premier essai (échantillon n°1) sont présentés dans le tableau suivant et la courbe  $\tau = f(\sigma_n)$  de cet essai est illustrée dans la figure suivante :

**Tableau IV-13:** Les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement interne pour le 1<sup>er</sup> échantillon de l'argile humide (cas non drainé).

| Cas non drainé (échantillon N° 01)                       |              |
|----------------------------------------------------------|--------------|
| $\sigma_n$ (KPa)                                         | $\tau$ (KPa) |
| 13.9                                                     | 12           |
| 27.7                                                     | 18.7         |
| 41.7                                                     | 25           |
| <b>Cohésion (KPa)</b>                                    | <b>5.58</b>  |
| <b>Angle de frottement interne <math>\Phi</math> (°)</b> | <b>25.06</b> |



**Figure IV-6 :** La variation de  $\tau$  en fonction de  $\sigma_n$  dans le cas non drainé (échantillon n° 1)

On résume les résultats des essais non drainés obtenus dans le tableau IV.14, la cohésion et l'angle de frottement de l'argile non drainée, on compte la moyenne des résultats des trois échantillons.

**Tableau IV-14:** Les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne de l'argile non drainée

|                       | Échantillon 1 | Échantillon2 | Échantillon 3 | Moyenne |
|-----------------------|---------------|--------------|---------------|---------|
| <b>cohésion (kpa)</b> | 5.58          | 5.053        | 7.68          | 6.10    |
| <b>Ø (°)</b>          | 25.06         | 29.45        | 28.34         | 27.61   |

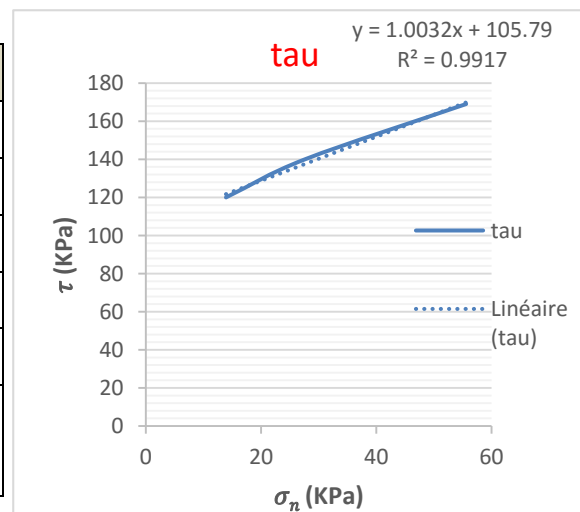
- La cohésion moyenne =  $\frac{5.58+5.05+7.68}{3} = 6.10 \text{ KPa}$ .
- L'angle de frottement interne =  $\frac{25.06+29.45+28.34}{3} = 27.61^\circ$

**B. Cas drainé (l'argile sèche) :**

Les résultats du premier essai (échantillon N°01) sont représentés dans le tableau ci-dessous et la courbe  $\tau = f(\sigma_n)$  de cet essai est illustrée dans la figure ci-dessus.

**Tableau IV-15:** Les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement interne pour le 1<sup>er</sup> échantillon de l'argile sèche (cas drainé).

| <b>Cas drainé (échantillon N°01)</b>                     |                                |
|----------------------------------------------------------|--------------------------------|
| <b><math>\sigma_n</math> (KPa)</b>                       | <b><math>\tau</math> (KPa)</b> |
| 13.9                                                     | 119.25                         |
| 27.7                                                     | 138.19                         |
| 55.6                                                     | 165.23                         |
| <b>Cohésion (KPa)</b>                                    | <b>105.79</b>                  |
| <b>Angle de frottement interne <math>\Phi</math> (°)</b> | <b>45.08</b>                   |



**Figure IV-7:** La variation de  $\tau$  en fonction de  $\sigma_n$  dans le cas drainé (échantillon N°01)

On résume les résultats des essais non drainé obtenus dans le tableau IV.16, pour la cohésion et l'angle de frottement de l'argile drainée, on compte la moyenne des résultats des trois échantillons.

**Tableau IV-16:** Les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne de l'argile drainée

|                   | Échantillon 1 | Échantillon 2 | Échantillon 3 | Moyenne |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------|
| cohésion<br>(Mpa) | 105.79        | 105.63        | 105.78        | 105.73  |
| $\phi$ (°)        | 45.08         | 48.2          | 44.71         | 45.98   |

La cohésion moyenne =  $\frac{5.58+5.05+7.68}{3} = 105.73 \text{ Kpa}$ .

- L'angle de frottement interne =  $\frac{25.06+29.45+28.34}{3} = 45.98^\circ$ .

#### **IV.3.3.2 Angle de frottement interne et Cohésion du calcaire de la carrière Ain El –kebira**

L'estimation de la cohésion et de l'angle de frottement interne de notre massif rocheux de calcaire de la carrière Ain El- kebira est déterminée par deux critères, coefficient d'affaiblissement structural et le critère de Mohr Coulomb et à l'aide de classification de Hoek-Brown du massif rocheux.

##### **IV.3.3.2.1 Estimation de la cohésion et l'angle de frottement interne du calcaire de la carrière Ain El-Kebira par le critère de Mohr Coulomb à l'aide de classification de Hoek-Brown du massif rocheux**

Pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne des échantillons, nous avons utilisé les résultats des essais (brésilien et de compression direct), on a tracé la courbe ( $\tau = f(\sigma)$  critère de Mohr Coulomb).

A, B et T : constantes dépend de la qualité de la masse rocheuse ; m et s sont définies à l'aide de critère de Hoek-Brown (d'après l'annexe III). Le tableau suivant résume les valeurs de ces paramètres.

**Tableau IV-17:** Les paramètres du massif rocheux d'après Hoek and Brown.

|          |         |
|----------|---------|
| <b>m</b> | 0,14    |
| <b>s</b> | 0,0001  |
| <b>A</b> | 0,198   |
| <b>B</b> | 0,662   |
| <b>T</b> | -0,0007 |

Pour la détermination de la résistance à la compression.

**A) Résistance à la compression (Essai de compression uniaxiale) :**

- Principe

L'essai est effectué au moyen d'une machine de compression directe d'un l'échantillon cylindrique du calcaire (D =54mm) soumis à un effort de compression simple.

- Mode opératoire

- ✓ Préparer les échantillons de roche sous forme de carotte extraite de roches appartenant au talus étudié dimensionnée selon les normes (Longueur de la carotte=2 \* Diamètre)
- ✓ Polissage des faces de la carotte afin de la préparer pour la machine de compression
- ✓ Mise en place et centrage de l'échantillon entre les plateaux d'une presse de la machine.
- ✓ Appliquer une force axiale sur les échantillons et l'augmenter progressivement jusqu'à la rupture de l'échantillon.



**Figure IV-8:**échantillon du calcaire

- ✓ Le carottage des échantillons, a été effectué au sein du laboratoire de l'école supérieure des mines et métallurgie d'Annaba à l'aide d'une carotteuse de diamètre 54 mm puis le découpage des carottes et le polissage des faces.
- ✓ Les essais de compression sont réalisés au sein du laboratoire du département de Génie civil de l'université Badji Mokhtar de Annaba. On utilise pour cela un appareil de mesure de la compression uni axiale qui applique une force d'écrasement qui augmente de façon continue, sur l'échantillon jusqu'à la rupture de ce dernier.



**Figure IV-9:** photo de l'échantillon écrasé

La valeur maximale de cette force représente la force à laquelle la rupture de l'échantillon se produit et donc permet de déterminer sa résistance à la compression suivant la relation suivante :

$$\sigma_c = \frac{F_{\max}}{S} ; \text{N/m}^2$$

- $F_{\max}$  : la charge à la rupture.
- $S$  : surface sur laquelle la charge est appliquée 2289.06 mm<sup>2</sup>

Les résultats des essais ont été reportés sur le tableau IV-8 suivant :

**Tableau IV-18:** Les résultats des essais de compression uniaxiale

|                                  | Echantillon 01 | Echantillon 02 | Echantillon 03 | Moyenne |
|----------------------------------|----------------|----------------|----------------|---------|
| Résistance à la compression(MPA) | 48.38          | 59.8           | 53.80          | 54      |

D'après les essais de compression simple faite au sein du laboratoire de génie civil de l'université BADJI MOKHTAR ANNABA la résistance à la compression comme est suit :

**Tableau IV-19:** Résistance à la compression

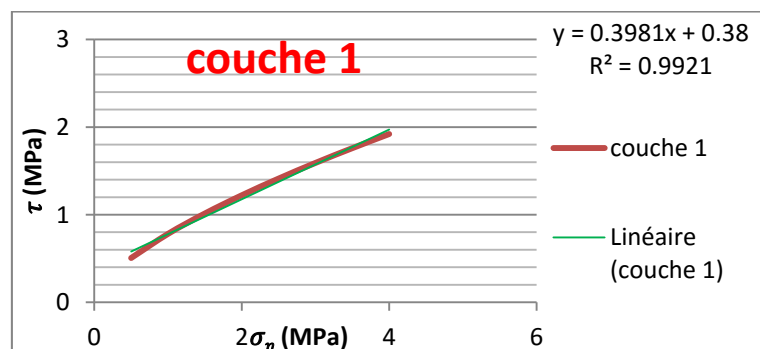
|                                  | Couche 01 |
|----------------------------------|-----------|
| Résistance à la compression(MPA) | 54        |

La résistance au cisaillement  $\tau$  est calculée à l'aide de l'équation  $\tau = A \sigma_c \left( \frac{\sigma}{\sigma_c} - T \right)^B$ . les résultats sont présentés dans le tableau VI.20 (annexe VI)

**Tableau IV-20:** Les valeurs de  $\tau$  par rapport au  $\sigma_n$  de la couche.

| sig n | couche 1   |
|-------|------------|
| 0.5   | 0.50565502 |
| 1     | 0.78136221 |
| 1.5   | 1.01370944 |
| 2     | 1.22138072 |
| 2.5   | 1.41233297 |
| 3     | 1.59089167 |
| 3.5   | 1.75973777 |
| 4     | 1.92067753 |

La variation de la résistance au cisaillement par rapport à la contrainte normale représentée dans la figure suivante :



**Figure IV-10:** La variation de  $\tau$  par rapport à  $\sigma_n$  de la première couche.

On traite la courbe pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement  $\Phi$  estimé du massif rocheux de la couche de calcaire tel que :

La cohésion est déterminée par prolongement de la courbe linéaire avec l'axe des ordonnées et l'angle de frottement calculé comme suit :

$$\Phi = \arctg\left(\frac{\tau_2 - \tau_1}{\sigma_{n2} - \sigma_{n1}}\right)$$

Alors on résume les résultats obtenus dans le tableau suivant :

**Tableau IV-21:** La cohésion et l'angle de frottement interne de la couche. ANNEXE VI.2

|                | <b>Cohésion(MPa)</b> | <b><math>\Phi</math> (°)</b> |
|----------------|----------------------|------------------------------|
| <b>Couche1</b> | 0.38                 | 21.7                         |

#### **IV.3.3.2.2 Calcul de la cohésion et l'angle de frottement à l'aide de coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux**

Cette méthode est basée sur les coefficients d'affaiblissement structural  $\lambda$ ,  $\lambda_\Phi$  de la cohésion et l'angle de frottement interne successive suivant des formules mathématiques liées à la résistance de compression  $\sigma_c$  et la résistance à la traction  $\sigma_t$ , leur valeurs extraites d'après les essais faite au sein de laboratoire de l'école ENSMM.

##### **A. Cohésion et angle de frottement interne du massif rocheux :**

Pour déterminer la cohésion des échantillons, on utilise la relation (I. 13) et Pour déterminer l'angle de frottement interne des échantillons, nous avons utilisé la relation (I. 14). Et Pour déterminer la résistance à la traction  $\sigma_t$  des roches on a fait des essais.

##### **a) Résistance à la traction :**

La résistance à la traction est définie par la relation suivante :

$$R_t = \frac{T_{\max}}{S} \text{ [Kgf/cm}^2\text{]}$$

$T_{\max}$  : l'effort maximal de traction

$S$  : surface de l'éprouvette sur laquelle est appliqué l'effort de traction qui produit la décohésion d'échantillon de roche.

**Tableau IV-22:** résultats des essais au laboratoire de traction en labo sur des échantillons du calcaire

|                                       | Echantillon 01 | Echantillon 02 | Echantillon 03 | moyenne |
|---------------------------------------|----------------|----------------|----------------|---------|
| <b>Résistance à la traction (Mpa)</b> | 7.1            | 8.1            | 7.3            | 7.5     |

**Tableau IV-23:** la moyenne des résultats des essais au laboratoire

|                                       | Couche 01 |
|---------------------------------------|-----------|
| <b>Résistance à la traction (Mpa)</b> | 7.5       |

**Tableau IV-24:** caractéristiques mécaniques du massif du calcaire d'AIN KEBIRA

|                  | $\sigma_c$ (MPa) | $\sigma_t$ (MPa) | $C_{ech}$ (MPa) | $\Phi_{ech}$ (°) |
|------------------|------------------|------------------|-----------------|------------------|
| <b>Couche 01</b> | 54               | 7.5              | 13.17           | 31.70            |

**B-Coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux :**

Pour trouver les valeurs de  $c_m$  et  $\Phi_m$  la cohésion et l'angle de frottement interne des roches, nous avons utilisé les formules suivantes :

$$C_m = \lambda_c \cdot C_{ech}$$

$$\Phi_m = \lambda_\Phi \cdot \Phi_{ech}$$

$C_m$  et  $\Phi_m$  : cohésion en kgf/cm<sup>2</sup> et angle de frottement interne en degré du massif ;

$C_{ech}$  et  $\Phi_{ech}$  : cohésion en kgf/cm<sup>2</sup> et angle de frottement interne en degré de l'échantillon ;

$\lambda_c$  et  $\lambda_\Phi$ : coefficients correctifs (sans unités).

Généralement, la valeur du coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne est prise égale à 0,8. Dans le cas où la densité des discontinuités d'un massif rocheux faible, mais dans notre cas le massif est plus fracturé alors on prend ( $\lambda_\Phi = 0,6$ ). (L'interface du tableur Excel qu'on a utilisé pour le calcul est représentée dans ANNEXE VI.1).

Le tableau suivant résume la cohésion et l'angle de frottement interne du massif rocheux de calcaire d'AIN KEBIRA

**Tableau IV-25:** La cohésion et l'angle de frottement interne du massif rocheux de calcaire d'Ain kebira

| Nombre de fissures dans (1m <sup>2</sup> ) | couche | H (mètre) | h   | A | $\lambda$ | $\lambda_{\Phi}$ | $c_m$ (MPa) | $\Phi_m$ (°) |
|--------------------------------------------|--------|-----------|-----|---|-----------|------------------|-------------|--------------|
| 10                                         | C1     | 15        | 0.1 | 7 | 0.027     | 0.6              | 0.35        | 19.02        |

Les tableaux suivant résument les résultats obtenus

**Tableau IV-26 :** La cohésion et l'angle de frottement interne par les deux méthodes d'estimation.

|          |                                           |                                        | couche1 |
|----------|-------------------------------------------|----------------------------------------|---------|
| Calcaire | Critère de Hoek and Brown et Mohr Coulomb | Cohésion (MPa)                         | 0.38    |
|          |                                           | Angle de frottement interne $\Phi$ (°) | 21.7    |
|          | Méthode de coefficient d'affaiblissement  | Cohésion (MPa)                         | 0.35    |
|          |                                           | Angle de frottement interne $\Phi$ (°) | 19.02   |

**Tableau IV-27:** La cohésion et l'angle de frottement de l'argile par l'essai de cisaillement direct

|        |                              | Cas drainé (sèche)      | Cas non drainé (humide) |
|--------|------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| argile | Essai de cisaillement direct | Cohésion (KPa)          | 105.73                  |
|        |                              | Angle de frottement (°) | 45.98                   |
|        |                              |                         | 27.61                   |

## Discussion des résultats

D'après les résultats obtenus, on remarque qu'il y a un écart lié à la méthode d'estimation mais globalement ils ont donné des valeurs proches, dans notre calcul, on a utilisé les résultats obtenus par le critère Mohr Coulomb à l'aide de la classification de Hoek and Brown car elle donne une corrélation plus de 90%.

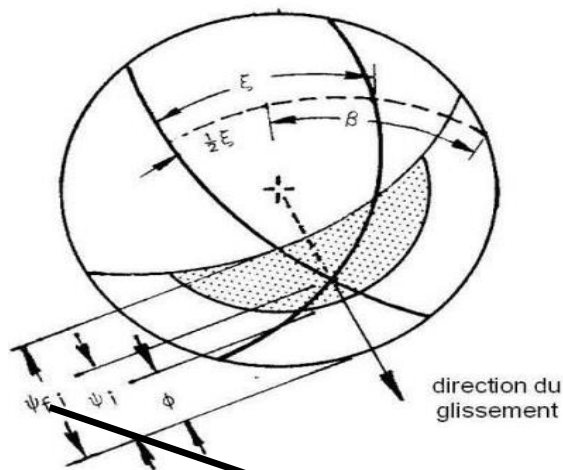
### IV.3.4 Calcul de coefficient de sécurité

#### IV.3.4.1 Gradins à rupture en dièdre

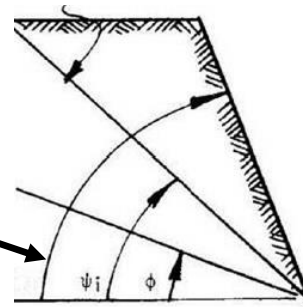
L'analyse stéréographique effectuée précédemment sur le niveau 01 et le niveau 02, a démontré la possibilité de 05 glissements en dièdre que nous allons tenter de confirmer grâce à la méthode analytique par le calcul du coefficient de sécurité.

Cette méthode de calcul permet d'étudier la possibilité de glissement du dièdre prenant en compte la cohésion ainsi que l'angle de frottement du massif sans oublier les angles nécessaires à la formation du dièdre.

Pour cela, nous avons utilisé le stereonet, afin de déterminer les angles de la ligne d'intersection des plans. On obtient la figure suivante :

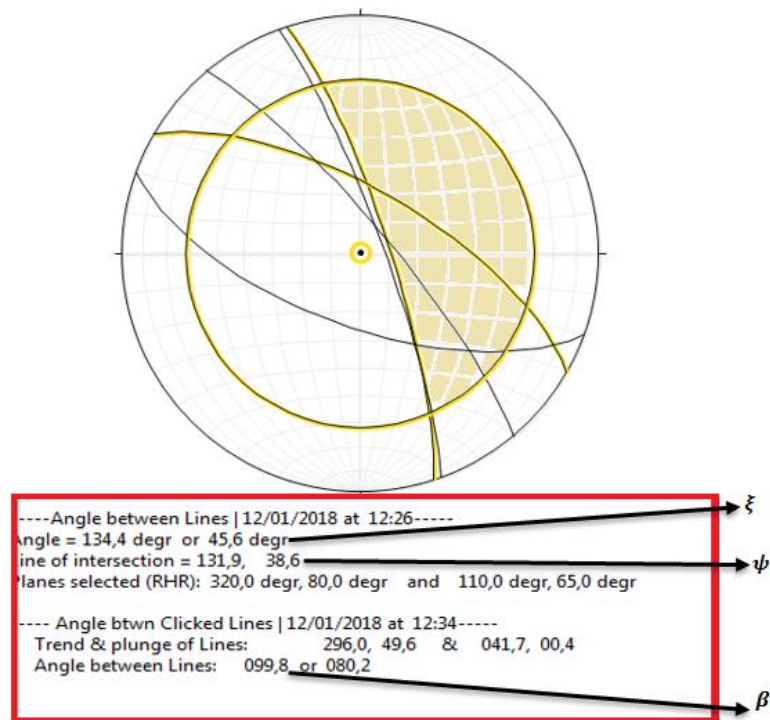


**Figure IV-11:** Analyse de stabilité - Glissement d'un bloc soumis à son poids propre, sur 2 plans sans cohésion et de même angle de frottement. Détermination des angles.[17]



**Figure IV-12:** Coupe dans le plan vertical contenant l'intersection. [17]

**A) Niveau 01 gradin 01 :**



Des données collectées de la figure ci-dessus, il est possible de calculer le facteur de sécurité par la relation suivante :

$$Fs = \frac{\sin \beta}{\sin \frac{1}{2} \xi} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \psi} \quad [17]$$

Les valeurs utilisées dans la formule ci-dessus sont présenté dans le tableau suivant :

**Tableau IV-28:** Les valeurs des angles ( $\beta$  ;  $\phi$  ;  $\xi$  ;  $\psi$ ) pour le niveau 01 gradin 01

| Indice                                                                   | Valeur |
|--------------------------------------------------------------------------|--------|
| $\beta$ angle de la ligne de plongement                                  | 99.8°  |
| $\phi$ angle de frottement interne                                       | 28°    |
| $\xi$ angle entre les deux plans de discontinuités (ouverture du dièdre) | 45.6°  |
| $\psi$ angle de la ligne d'intersection                                  | 38.6°  |

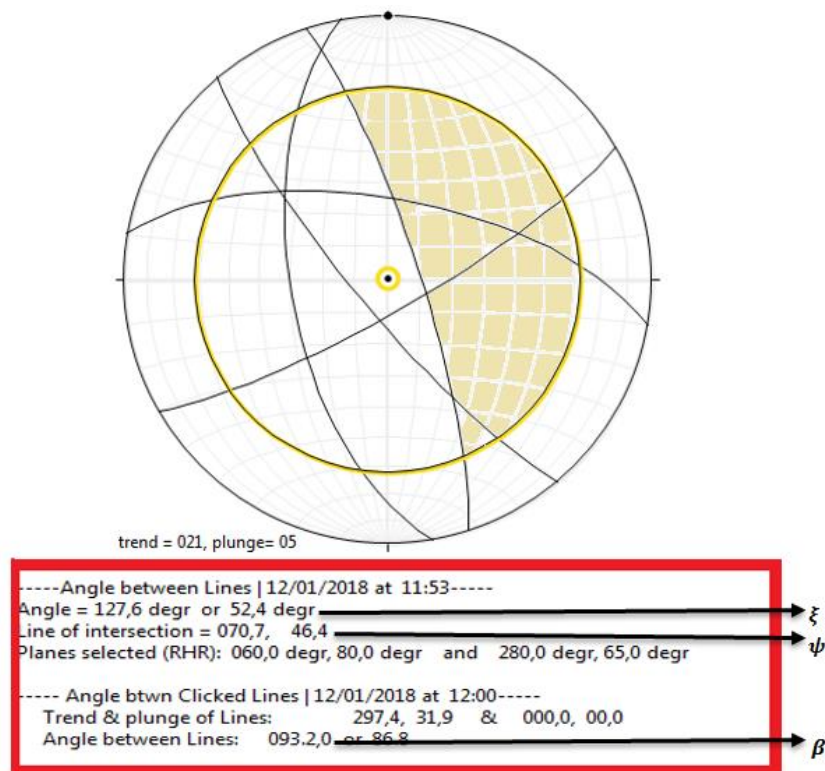
En appliquant la formule les valeurs du talus, nous obtenons un facteur de sécurité :

$$Fs = \frac{\sin 99.8}{\sin \frac{1}{2} 45.6} \cdot \frac{\tan 28}{\tan 38.6} = (0.98/0.38) * (0.53/0.78) = 1.70$$

On obtient un facteur de sécurité supérieur à 1 et ça ne confirme pas les résultats obtenus par l'analyse stéréographique. Il n'y a donc aucun glissement dièdre formé par les deux joints de discontinuité de l'intersection 01.

## **B) Niveau 1 Gradin 2 :**

On a besoin de calculer le facteur de sécurité pour confirmer les résultats de l'étude stéréographique et pour cela, nous avons utilisé le Stéreonet, afin de déterminer les angles de la ligne d'intersection des plans. On obtient la figure suivante :



Des données collectées de la figure ci-dessus, il est possible de calculer le facteur de sécurité par la relation suivante :

$$Fs = \frac{\sin \beta}{\sin \frac{1}{2} \xi} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \psi}$$

Les valeurs utilisées dans la formule ci-dessus sont présentées dans le tableau IV-29 suivant :

**Tableau IV-29:** Les valeurs des angles ( $\beta$  ;  $\phi$  ;  $\xi$ ;  $\psi$ ) pour le niveau 01 gradin 02

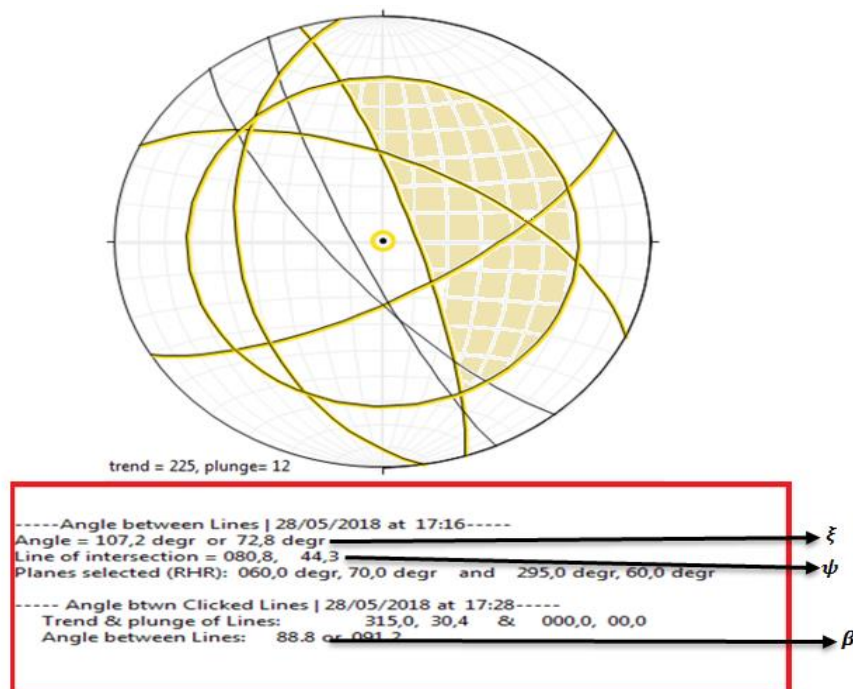
| Indice                                                                     | Valeur |
|----------------------------------------------------------------------------|--------|
| $\beta$ angle de la ligne de plongement                                    | 93.2°  |
| $\phi$ angle de frottement interne                                         | 28°    |
| $\xi$ angle entre les deux plans de discontinuités ( ouverture de dièdre ) | 52.4°  |
| $\psi$ angle de la ligne d'intersection                                    | 46.4°  |

$$Fs = \frac{\sin 93.2}{\sin \frac{1}{2} 52.4} \cdot \frac{\tan 28}{\tan 46.4} = (0.99/0.44) * (0.53/1.05) = 1.13$$

On obtient un facteur de sécurité supérieur à 1 et ça ne confirme pas les résultats obtenus par l'analyse stéréographique. Il n'y a donc aucun glissement dièdre formé par les deux joints de discontinuité de l'intersection 01.

**C) Niveau 1 Gradin 3 :**

Pour le calcul de coefficient de sécurité, nous avons utilisé le Stéréonet, afin de déterminer les angles de la ligne d'intersection des plans. On obtient la figure suivante :



Des données collectées de la figure ci-dessus, il est possible de calculer le facteur de sécurité par la relation suivante :

$$Fs = \frac{\sin \beta}{\sin \frac{1}{2} \xi} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \psi}$$

Les valeurs utilisées dans la formule ci-dessus sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau IV-30:** Les valeurs des angles ( $\beta$ ;  $\phi$ ;  $\xi$ ;  $\psi$ ) pour le niveau 01 gradin 03

| Indice                                                                   | Valeur |
|--------------------------------------------------------------------------|--------|
| $\beta$ angle de la ligne de plongement                                  | 88.8°  |
| $\phi$ angle de frottement interne                                       | 28°    |
| $\xi$ angle entre les deux plans de discontinuités (ouverture du dièdre) | 72.8°  |
| $\psi$ angle de la ligne d'intersection                                  | 44.3°  |

$$Fs = \frac{\sin 88.8}{\sin \frac{1}{2} 72.8} \cdot \frac{\tan 28}{\tan 44.3} = (0.99/0.59) \cdot (0.53/0.97) = 0.92$$

On obtient un facteur de sécurité légèrement inférieur à 1 confirmant ainsi les résultats obtenus par l'analyse stéréographique. Il y'a donc glissement du dièdre formé par les deux joints de discontinuité.

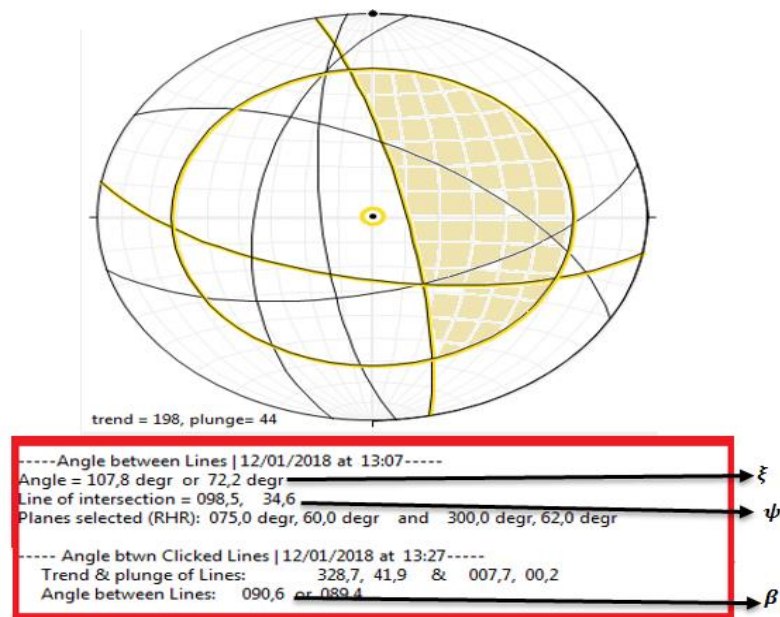
#### **D) Niveau 2 Gradin 1 :**

Comme on a montré précédemment dans l'analyse stéréographique, on a deux possibilités de glissement dièdre sur les deux plans de discontinuité dans ce gradin.

Pour confirmer ce résultat, il faut le calculer de coefficient de sécurité, pour cela nous avons utilisé le Stéréonet, afin de déterminer les angles de la ligne d'intersection des plans.

#### **Intersections 01 :**

A l'aide de stereonet, on obtient la figure ci-dessous :



Des données collectées de la figure ci-dessus, il est possible de calculer le facteur de sécurité par la relation suivante :

$$Fs = \frac{\sin \beta}{\sin \frac{1}{2} \xi} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \psi}$$

Les valeurs utilisées dans la formule ci-dessus sont présentées dans le tableau IV-31 suivant :

**Tableau IV-31:** Les valeurs des angles ( $\beta$  ;  $\phi$  ;  $\xi$  ;  $\psi$ ) pour le niveau 02 gradin 01

| Indice                                                                   | Valeur |
|--------------------------------------------------------------------------|--------|
| $\beta$ angle de la ligne de plongement                                  | 90.6°  |
| $\phi$ angle de frottement interne                                       | 28°    |
| $\xi$ angle entre les deux plans de discontinuités( ouverture du dièdre) | 72.2°  |
| $\psi$ angle de la ligne d'intersection                                  | 34.6°  |

$$Fs = \frac{\sin 90.6}{\sin \frac{1}{2} 72.2} \cdot \frac{\tan 28}{\tan 34.6} = (0.98/0.58) * (0.53/0.68) = 1.30$$

On obtient un facteur de sécurité supérieur à 1 et ça ne confirme pas les résultats obtenus par l'analyse stéréographique. Il n'y a donc aucun glissement dièdre formé par les deux joints de discontinuité de l'intersection 01.

**IV.3.4.2 .Gradins en rupture plane**

L'analyse stéréographique effectuée précédemment sur le niveau 1 et le niveau 2, a démontré la possibilité de 02 glissements sur un plan que nous allons tenter de confirmer grâce à la méthode analytique par le calcul de coefficient de sécurité.

**Coefficient de sécurité (Fs) :**

Pour calculer le coefficient de sécurité des glissements plans dans les niveaux précédents on a utilisé la méthode d'équilibre limite , pour cela on va utiliser des paramètres physico-mécaniques de l'argile (cohésion et angle de frottement interne) .on va exploiter les résultats des essais et les paramètres géométriques des plans de faiblesse qu'on a extrait après l'implantation des joints à l'aide d'un géologue (joint 01 de niveau 01 et joint 2 de niveau 02 ) dans le modèle des niveaux 01 et niveau 02 dessiner par l'AUTOCAD comme montrer les figures ci-dessous .

**Rappelle sur les formules utiliser pour calculer le coefficient de sécurité :**

$$FS = \frac{c \cdot A + (W \cos \psi_p - U - V \cdot \sin \psi_p) \cdot \tan \Phi}{W \cdot \sin \psi_p + V \cos \psi_p}$$

$\psi_p$  : Angle de pendage du talus, (°)

$\Phi$  : Angle de frottement interne de la roche, (°)

c : cohésion de la roche, (KPa)

D'après l'étude hydrogéologique, il n'existe pas une nappe phréatique donc  $u=v=0$

Et le coefficient de sécurité devient :

$$Fs = \frac{c \cdot A}{W \cdot \sin \psi_p} + \cot \psi_p \cdot \tan \Phi$$

- Calcul de la surface de glissement A

$$A = \frac{(H + b \cdot \tan \psi_s - Z)}{\sin \psi_p}$$

Avec  $\psi_s = 0^\circ$  (angle de la surface supérieure par rapport à l'horizontale)

Et  $b$  : distance de l'arête à la fissure de crête , (m)

$$b = H \cdot (\cot\psi_p - \cot\psi_f) \text{ Calculé}$$

**Remarque :** mais dans ce cas  $b$  est mesuré à l'aide de logiciel L'AUTOCAD

- **Poids propre de la tranche**

$$W = \gamma_r \cdot \left[ (1 - \cot\psi_f \cdot \tan\psi_p) \left( b \cdot H + \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \cot\psi_f \right) + \frac{1}{2} \cdot b^2 (\tan\psi_s - \tan\psi_p) \right]$$

Avec  $\gamma_r$  : Poids volumique des roches, KN/m<sup>3</sup>

**A) NIVEAU 01 :**



**Figure IV-13:** implantation de la fissure au niveau du gradin N°01 et N°02 ( schéma réalisée avec l'AUTOCAD )

**A.1) Etat normal (argile sèche) :**

Il s'agit dans ce cas de la période estivale (la période de l'été) ou le taux d'humidité diminue proportionnellement, pour faire les calculs nécessaires, on a besoin des paramètres suivants :

$$\gamma_r = 26.7 \text{ KN/m}^3, c=105.8 \text{ KPa}, \Phi=45^\circ.$$

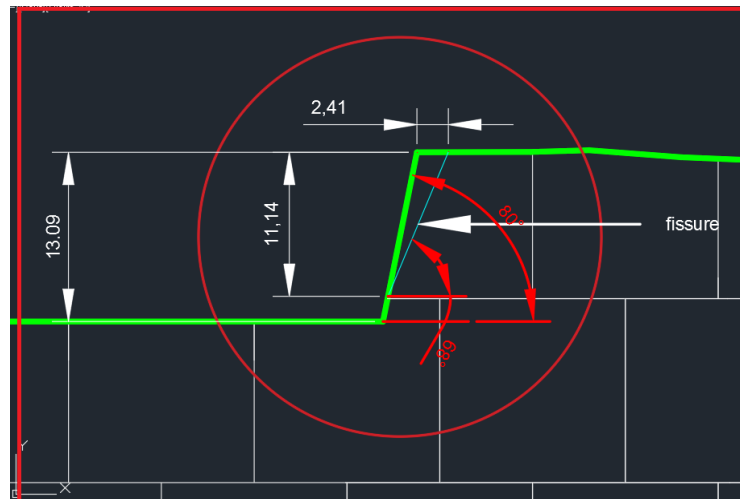
On résume les valeurs constantes sur les angles dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV-32:** Les valeurs constantes sur les angles.

| $Tg\psi_f$ | $cot\psi_f$ | $tg\psi_p$ | $Cot\psi_p$ | $\sin\psi_p$ | $\cos\psi_p$ | $tng\emptyset$ |
|------------|-------------|------------|-------------|--------------|--------------|----------------|
| 5.67       | 0.17636684  | 2.47       | 0.4048583   | 0.92         | 0.37         | 1              |

**Tableau IV-33:** Résultats des paramètres pour le calcul de  $F_s$ .

| gradin<br>1(niveau<br>N°01) | H (m) | h varié | $\psi_f$ (°) | $\psi_p$ (°) | A sans z   | b<br>mesuré | W sans zc  |
|-----------------------------|-------|---------|--------------|--------------|------------|-------------|------------|
| fissure 1                   | 13.09 | 11.14   | 80           | 68           | 12.1086957 | 2.41        | 377.944093 |



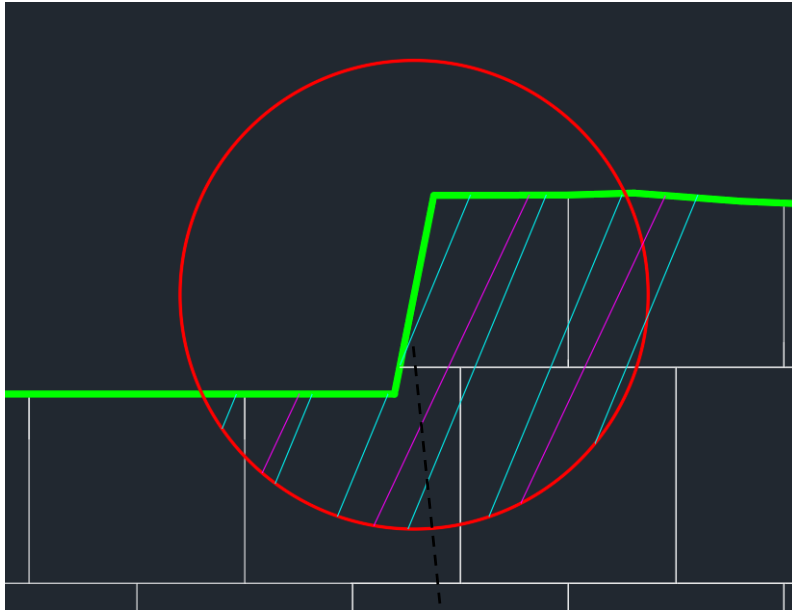
**Figure IV-14:** gradin N°01 avec les cotations nécessaires

- Coefficient de sécurité :**

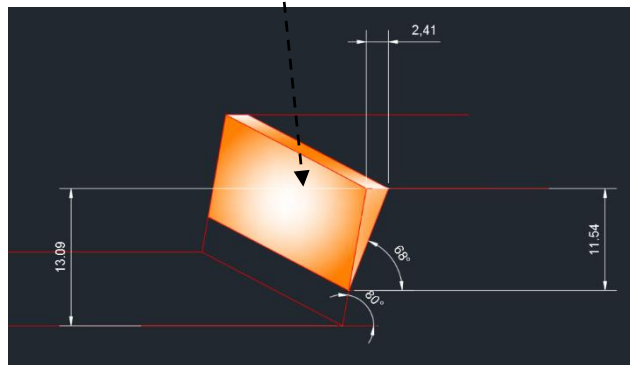
Pour calculer le facteur de sécurité, on applique la formule **(III.4)**, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau IV-34 suivant :

**Tableau IV-34:** La valeur de  $F_s$  dans le cas normal.

| GradinN°0<br>1 (niveau<br>N°01) | $F_s$<br><b>(DRAINEE)</b> |
|---------------------------------|---------------------------|
| Fissure 1                       | 4.05872187                |



**Figure IV-15:** photo représentent les différentes fissures sur le gradin N°01 ce fait par l'auto CAD



**Figure IV-16:** Représentation typique pour mode de rupture de talus rocheux (glissement plan) réalisé avec L'AUTOCAD

#### **A.2) Cas critique (argile humide) :**

C'est le cas le plus fréquent car le climat de la région est très humide que sec, puisque la wilaya de Sétif est connue par ce climat (ville des hauts plateaux), l'état le plus répandu qui peut provoquer les glissements surtout dans la période hivernal car l'infiltration des eaux dans la couche argileuse peut causer une perte dans les caractéristiques physico-mécaniques de l'argile et pour calculer le coefficient de sécurité, on a besoin des paramètres suivants :

$$\gamma_r = 26.7 \text{ KN/m}^3, c=6.10 \text{ KPa}, \Phi=28^\circ.$$

On résume les valeurs constantes sur les angles dans le tableau suivant :

**Tableau IV-35:** Les valeurs constantes sur les angles.

| Tg $\psi_f$ | cot $\psi_f$ | tg $\psi_p$ | Cot $\psi_p$ | sin $\psi_p$ | cos $\psi_p$ | tng $\emptyset'$ |
|-------------|--------------|-------------|--------------|--------------|--------------|------------------|
| 5.67        | 0.17636684   | 2.47        | 0.4048583    | 0.92         | 0.37         | 0.53             |

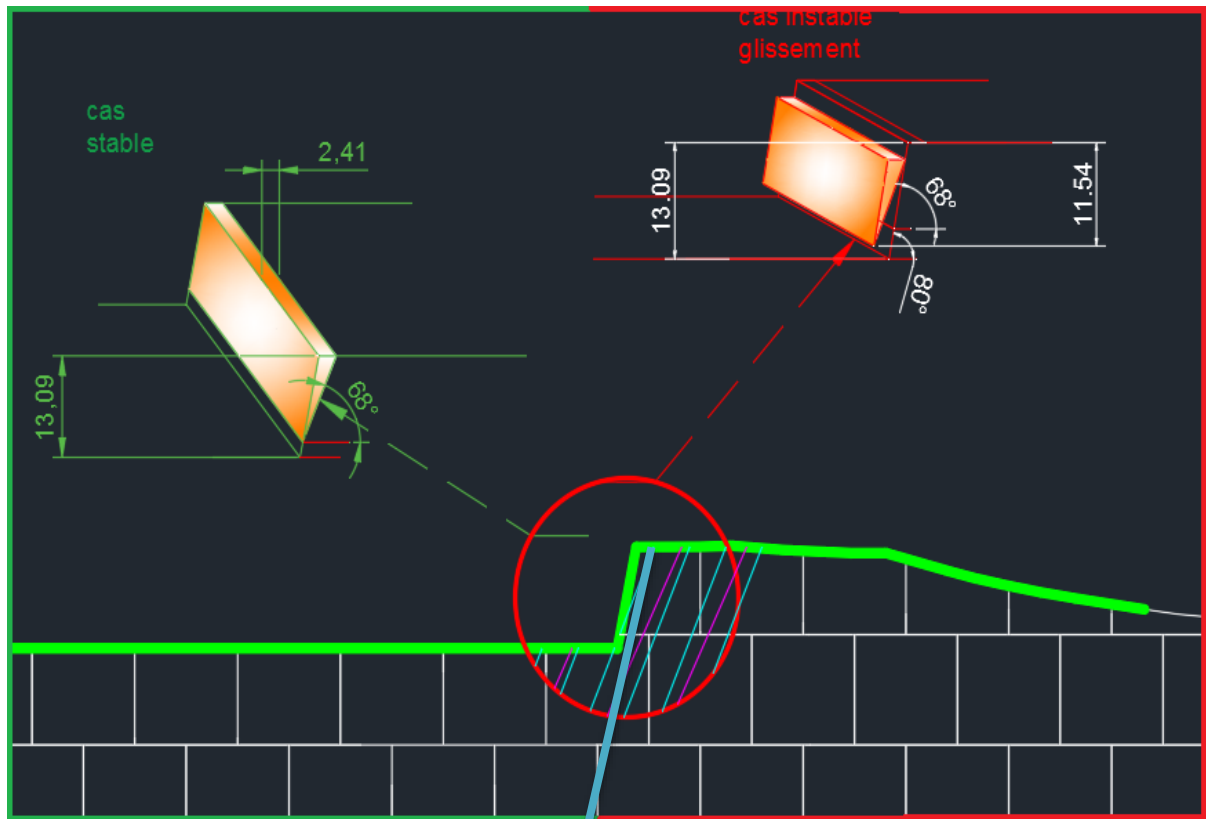
Les paramètres nécessaires pour calculer le coefficient de sécurité sont placés dans les tableaux (page 74)

- **Coefficient de sécurité**

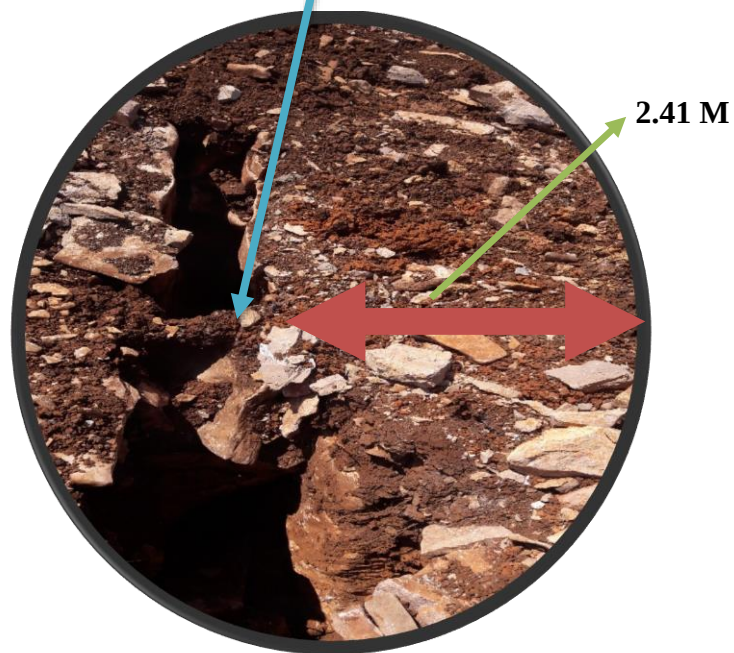
Pour calculer le facteur de sécurité, on applique la formule (III.14), les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-36:** La valeur de Fs dans le cas critique.

|                                |                    |
|--------------------------------|--------------------|
| gradin<br>N°01(niveau<br>N°01) | Fs (NON<br>DRAINEE |
| Fissure 1                      | 0.42209777         |

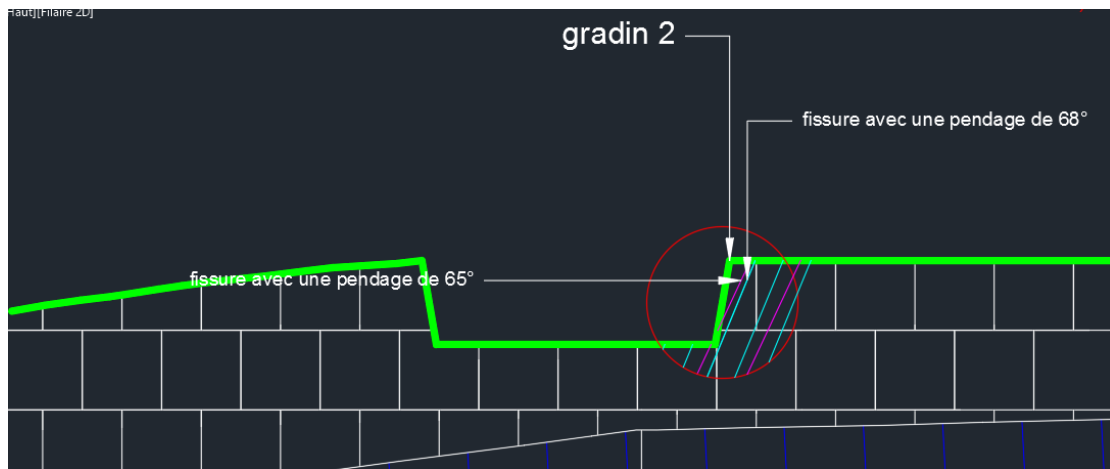


**Figure IV-17:** représentation du mode de rupture (glissement plan) dans le cas d'argile sèche et argile humide



**Figure IV-18:** photo réelle en haut du talus

**B) NIVEAU02 :**



**Figure IV-19:** Représentation des fissures pour niveau du niveau N0°2

On fait les mêmes calculs pour le niveau N°02 comme le niveau N°01 et on résumé les calculs dans les tableaux suivants dans les deux cas (sec et humide).

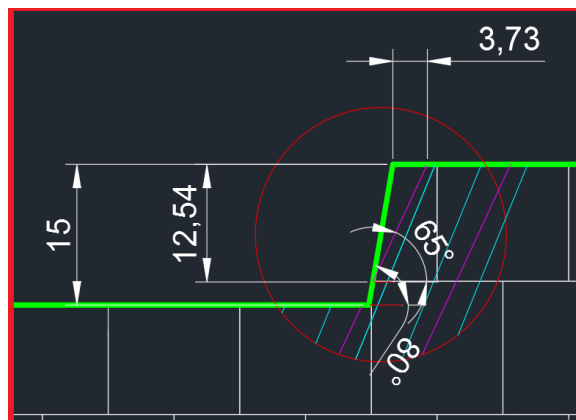
**B.1) Cas normal (argiles sèches) :**

Les valeurs constantes sur les angles sont les mêmes pour l'argile sèche dans le niveau N°01 (voire la page 74)

Et on résumé les paramètres nécessaires dans le tableau suivant :

**Tableau IV-37:** Paramètres nécessaires pour le calcul de Fs.

| gradin<br>(niveau) | H  | h varié | $\psi_f (^\circ)$ | $\psi_p (^\circ)$ | A sans z   | b<br>mesuré | W sans zc  |
|--------------------|----|---------|-------------------|-------------------|------------|-------------|------------|
| fissure 1          | 15 | 12.54   | 80                | 65                | 13.9333333 | 3.73        | 610.545684 |



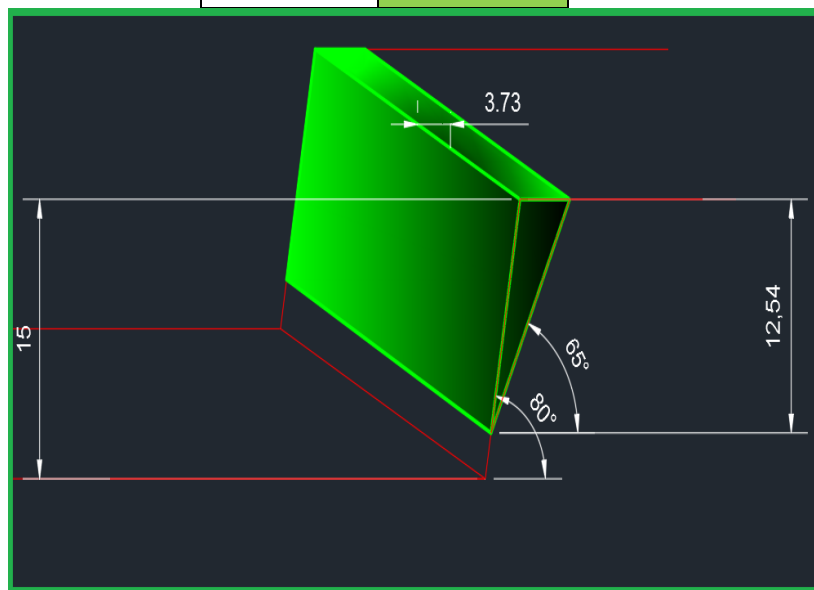
**Figure IV-20:**  
représentation de gradin  
N°02 et l'état  
d'avancement

- **Coefficient de sécurité**

Pour calculer le facteur de sécurité, on applique la formule (III.14), les résultats obtenus sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau IV-38:** Les valeurs de Fs dans le cas normal.

| Niveau    | Fs        |
|-----------|-----------|
| N°02      | (DRAINEE) |
| Fissure 1 | 3.1291301 |



**Figure IV-21:** gradin à l'état sec stable

**B.2) Etat critique (humide) :**

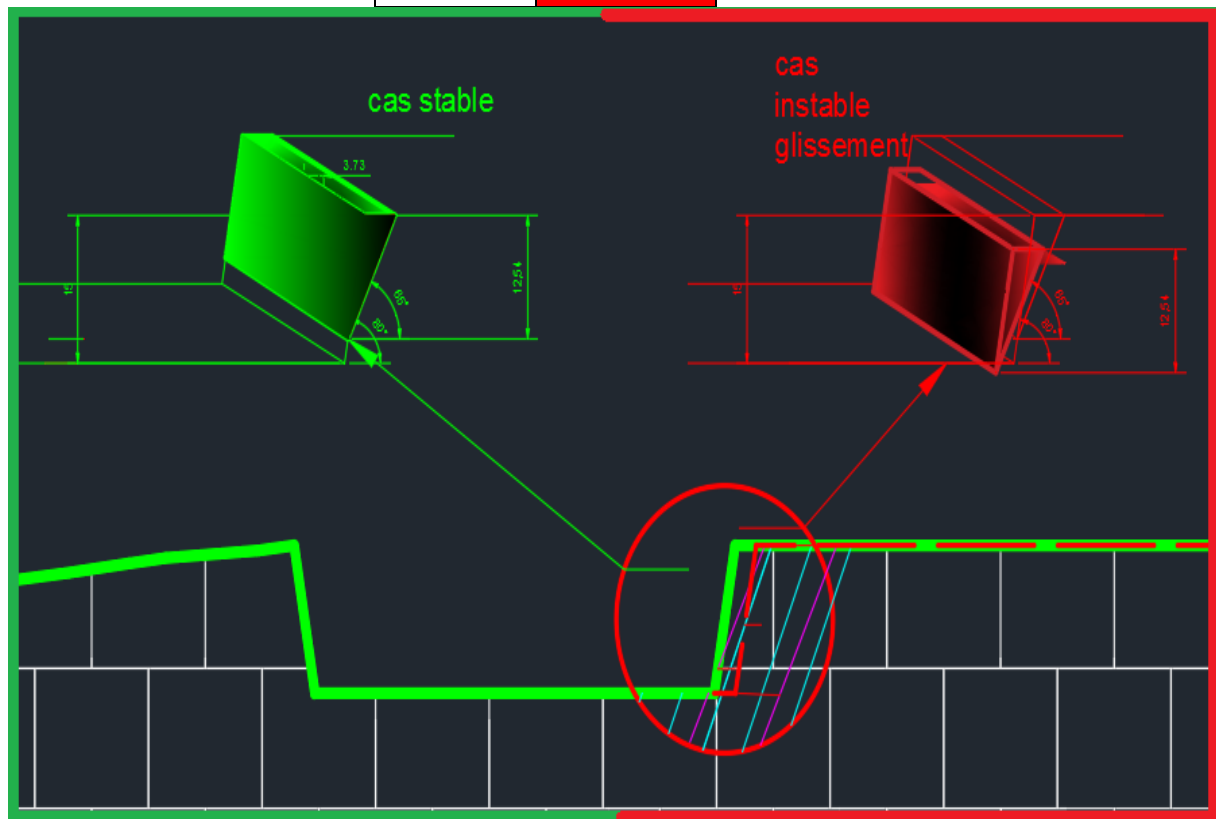
Les valeurs des angles sont les mêmes pour le niveau N°02 (page 76) tableau N°35, Et le b,w et A sont insérés dans les tableaux dessus page 78 tableau N°37

- **Coefficient de sécurité**

Pour calculer le facteur de sécurité, on applique la formule (III.14), les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-39:** Les valeurs de  $F_s$  dans le cas critique.

|                |                        |
|----------------|------------------------|
| Niveau<br>N°02 | $F_s$ (NON<br>DRAINEE) |
| Fissure 1      | 0.32014077             |

**Figure IV-22:** représentation du mode de rupture (glissement plan) dans les cas d'argile sèche et argile humide

#### IV.3.5 Etude prévisionnelle

Après analyse et calcul des coefficients de sécurité des niveaux 1 et 2 qui sont déjà en cours d'exploitation dans la partie précédente avec le stéréonet et le calcul analytique.

Suite à une demande de l'entreprise de vérifier toute la stabilité à moyen terme de la carrière d'AIN KEBIRA et précisément la nouvelle extension une étude géotechnique prévisionnelle est indispensable pour vérifier la stabilité des niveaux. D'une autre façon c'est de savoir est ce qu'il y'a un risque d'instabilité lors de la réalisation des niveaux futurs. Pour cela on va dessiner le plan d'exploitation final de la carrière sur le plan topographique avec l'AUTOCAD telles que les lignes qui définissent les coupes qu'on a besoin pour implanter les

niveaux qu'on doit exploiter dans le futur et voir et déterminer les zones où il y a une possibilité d'instabilité ; puis calculer le coefficient de sécurité pour la confirmation de notre proposition .

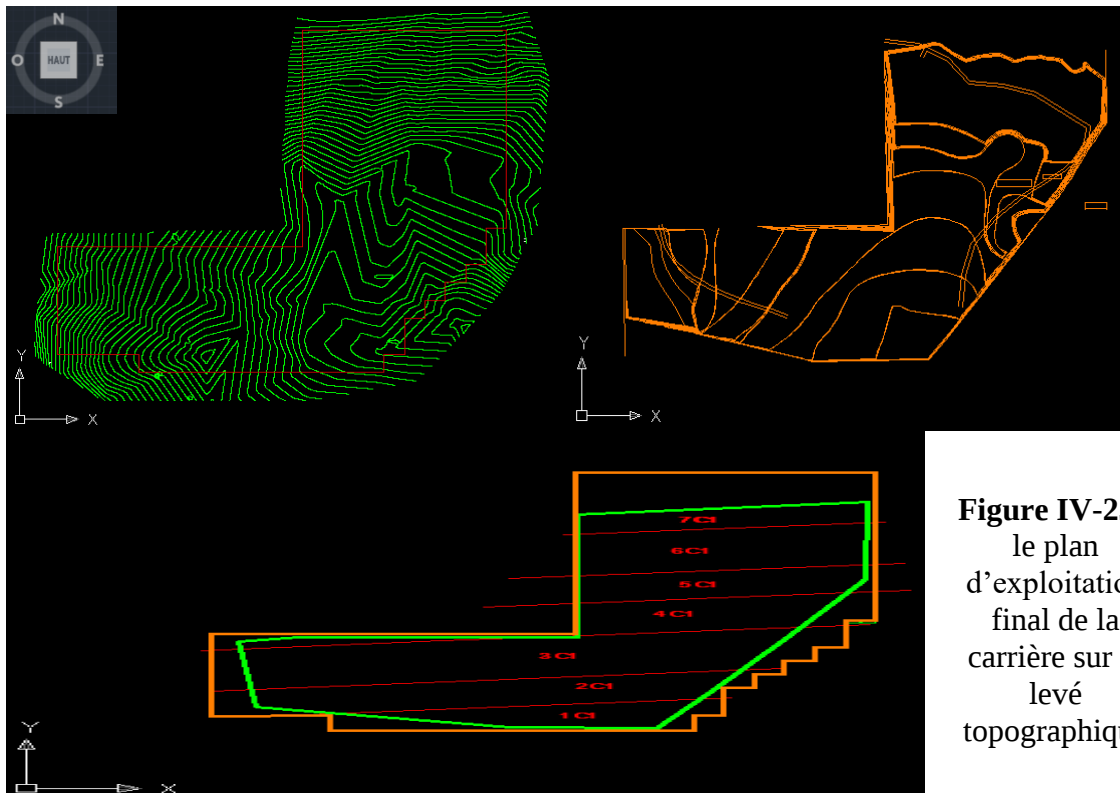
#### **IV.3.5.1 Définition de la prévision**

Actuellement, le problème de la prévision des différents processus devient de plus en plus important, et dans l'histoire naturelle (et la géologie en particulier) et dans l'histoire de la Société, il y a, par conséquent un certain nombre de classifications des types des prévisions et des méthodes utilisées pour la prévision.

La prévision c'est une supposition pour un événement de l'avenir à laquelle est associée un degré de certitude déterminé par une analyse probabiliste. La prévision géotechnique (pour les besoins de l'exploitation des gisements) est un système de spécifications qualitatives et quantitatives préalables( dans le temps et dans l'espace) de la composition, de l'état et des Propriétés géotechniques du massif rocheux, ainsi que des processus géologiques et géotechniques qui peuvent influencer l'efficacité et la sécurité des exploitations minières [19].

#### **IV.3.5.2 Méthode de travail**

Tout d'abord à l'aide de l'AUTOCAD on a dessiné le plan d'exploitation finale de la carrière sur le levé topographique selon les besoins de l'entreprise, comme montre la figure ci-dessous :



**Figure IV-23 :**  
le plan  
d'exploitation  
finale de la  
carrière sur le  
levé  
topographique

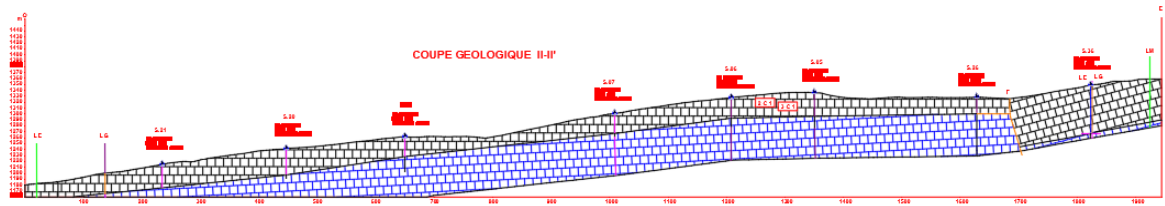


**Figure IV-24:** dessin du levé topographique ; phase finale, lignes qui définissent les coupes géologiques réalisées avec AUTOCAD

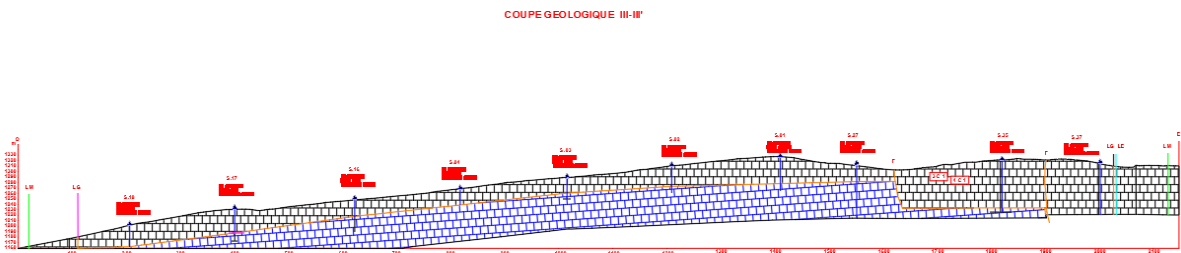
Après le traçage de plan d'exploitation on voit qu'il existe 06 coupes géologiques, donc on a besoin encore de faire le dessin de ces coupes sur l'AUTOCAD comme montre les figures ci-dessous :



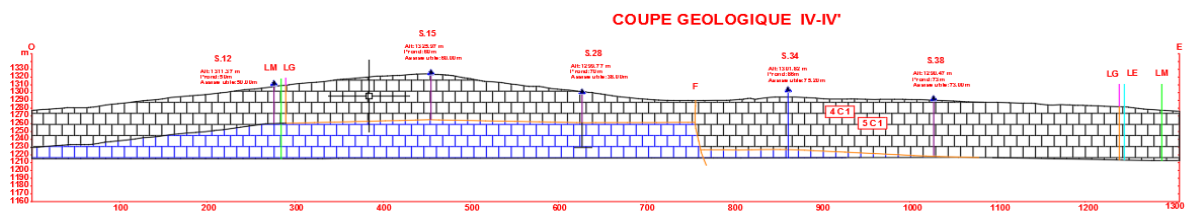
**Figure IV-25:** coupe géologique I-I' (1C1)



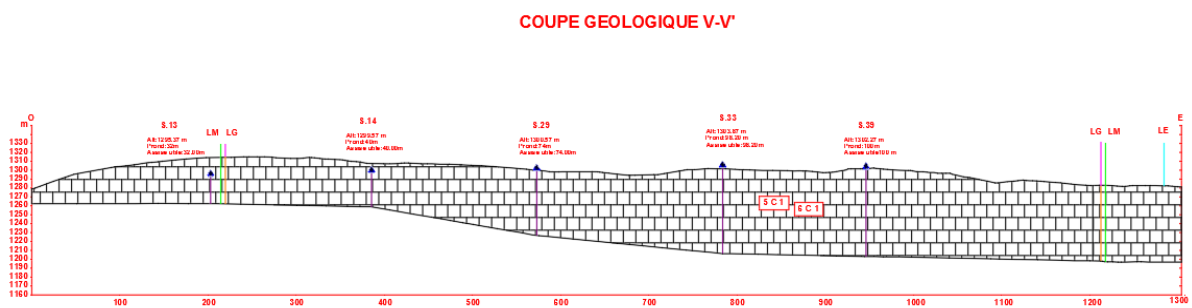
**Figure IV-26: coupe géologique II-II' (2C1)**



**Figure IV-27 : coupe géologique III-III' (3C1)**

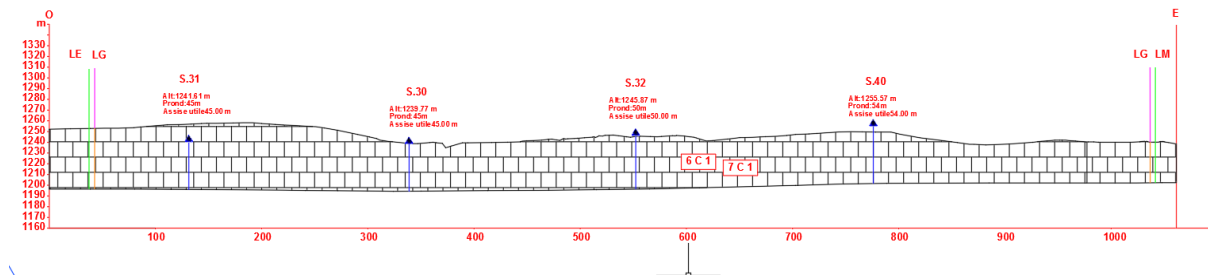


**Figure IV-28 : coupe géologique IV-IV' (4C1)**



**Figure IV-29: coupe géologique V-V' (5C1)**

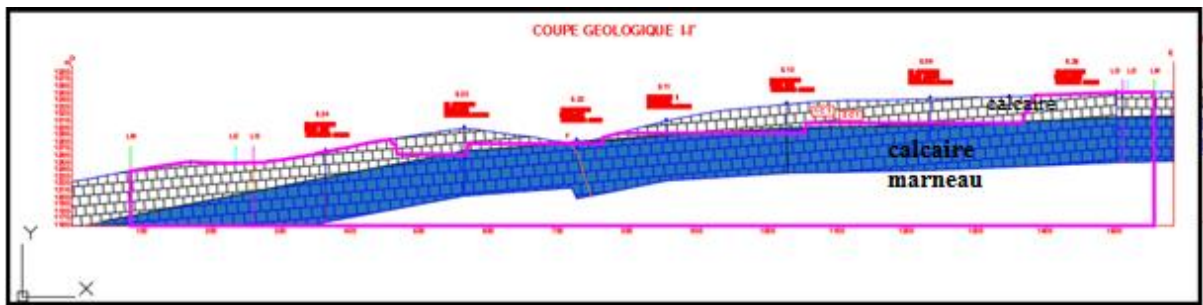
## COUPE GEOLOGIQUE VI-VI'



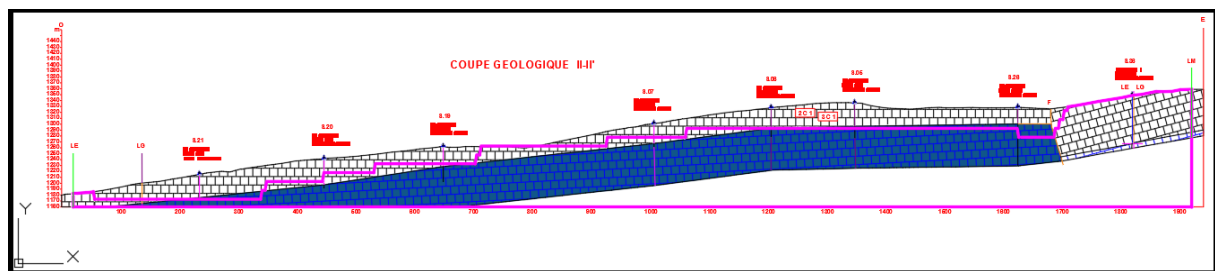
**Figure IV-30 : coupe géologique VI-VI' (6C1)**

A la fin, on doit implanter sur les coupes géologiques les niveaux qu'on a trace dans le plan d'exploitation pour déterminer les zones où il existe un risque d'instabilité ; puison confirme par le calcul de coefficient de sécurité par la méthode à équilibre limite avec un tableur Excel.

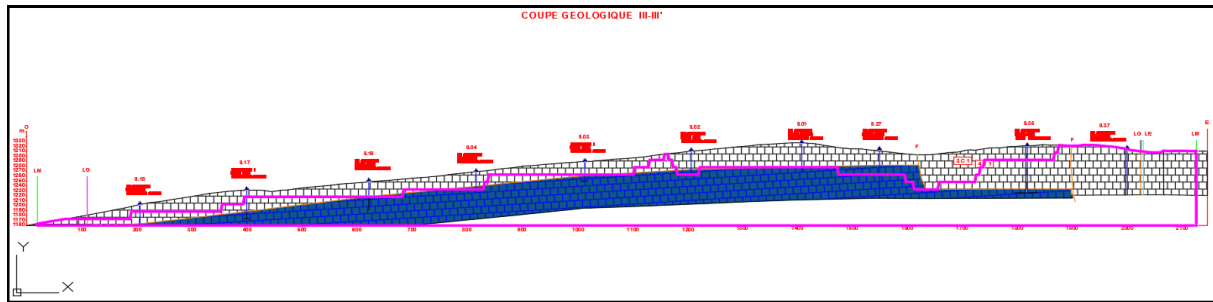
Les figures ci-dessous englobent tout ce qu'on a dit précédemment :



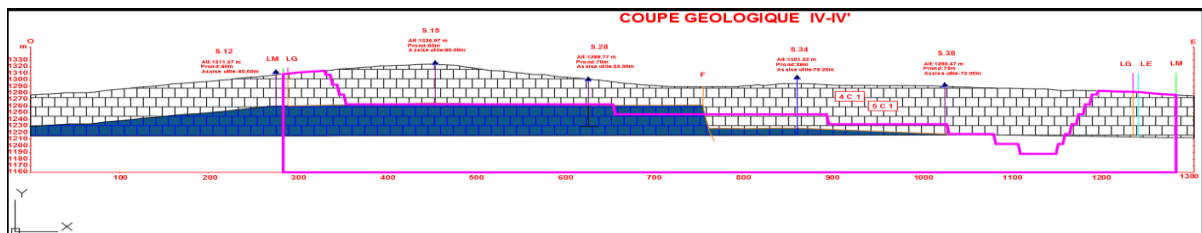
**Figure IV-31: la coupe I-I' avec les gradins future dessinés avec AUTOCAD**



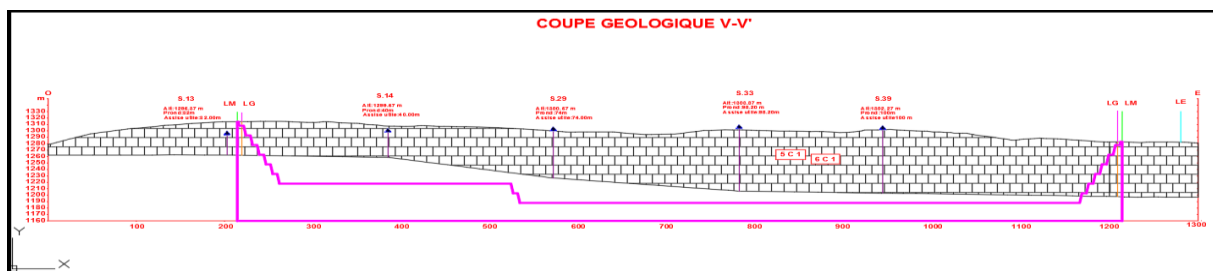
**Figure IV-32: la coupe II-II' avec les gradins future dessiné avec AUTOCAD**



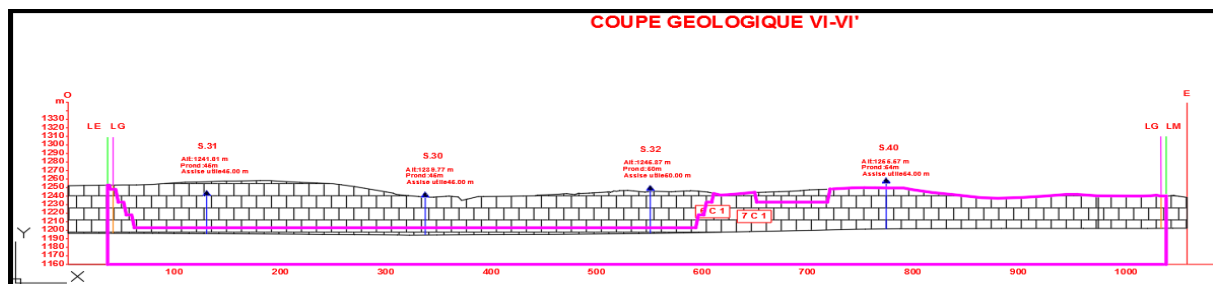
**Figure IV-33:** traçage des gradins obtenus du plan d'exploitation sur la coupe III-III'



**Figure IV-34:** la coupe IV-IV' avec ses gradins



**Figure IV-35:** l'implantation des gradins à l'aide du plan d'exploitation sur la coupe V-V'



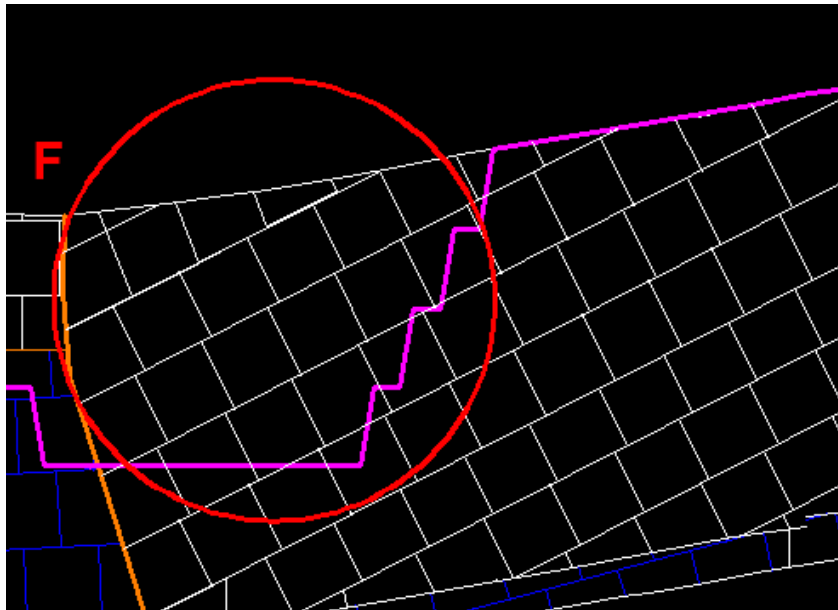
**Figure IV-36:** l'implantation des gradins à l'aide du plan d'exploitation sur la coupe VI-VI'

LM : limite minière

LG : limite géologique

LE : limite électrique

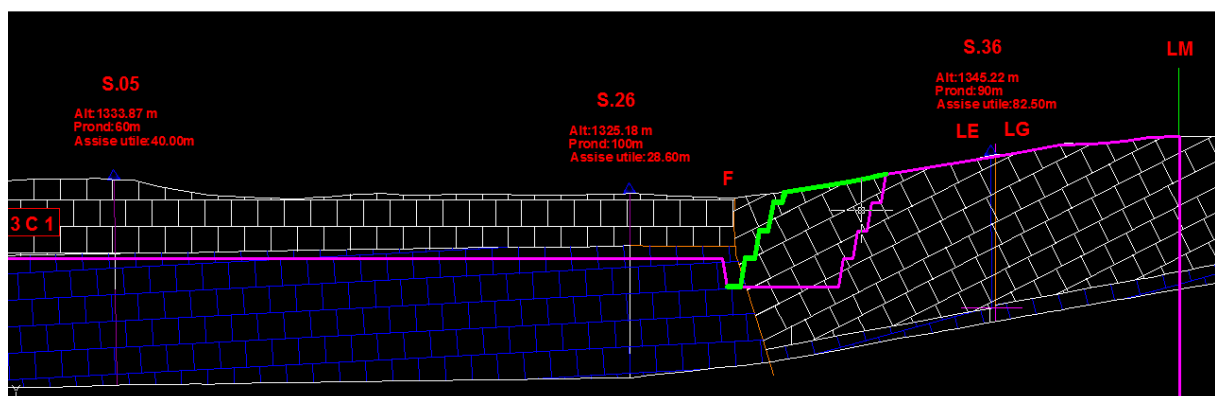
Après l'analyse de ces dernières figures, on a observé sur la coupe II-II une zone qui représente un risque potentielle d'instabilité comme montre la figure ci-dessous :



**Figure IV-37:** représente un risque potentiel d'instabilité sur la coupe II-II

On a entouré la zone où il y a un risque par un cercle. on a dit qu'il existe un risque à cause de deux facteurs principaux qui sont l'inclinaison des couches qui contient des plans d'affaiblissement et le sens d'exploitation du gisement, et dans notre cas on voit que le sens d'exploitation est dans même sens que le pendage des couches.

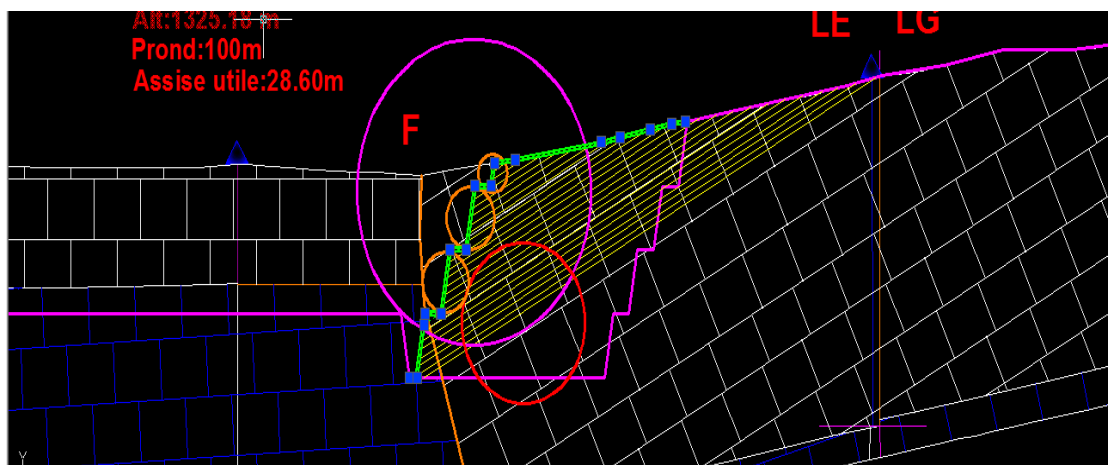
Pour confirme ce résultat, il faut calculer le coefficient de sécurité lorsque l'exploitation sera dans cette zone comme illustre la figure ci-dessous :



**Figure IV-38:** La phase en vert représente le début de la phase d'exploitation où il existe le risque de glissement, par contre les niveaux tracés en violet représentent la phase finale (bord final de l'exploitation).

#### IV.3.5.3 Calcul du coefficient de sécurité

Pour calculer le coefficient de sécurité des niveaux futurs ( qui seront réalisés dans la phase où il se pose le problème d'instabilité ), on a utilisé la méthode à équilibre limite, pour cela on a besoin des paramètres physico-mécaniques de calcaire ( cohésion et angle de frottement) qui sont déjà mentionnés dans le chapitre précédent(résultat des essais ) et les paramètres géométriques des plans de faiblaisses , tel qu' il existe d'après le rapport géologique réalisé par CETIM une famille de discontinuité avec un pendage sur la couche de calcaire de 27 degrés dont la direction SW. La phase où on peut avoir le risque de glissement englobe quatre niveaux comme montre la figure ci-dessous :



**Figure IV-39:** la phase finale des gradins avec la famille des discontinuités calcaireuses

Le coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

- Les forces, comme celui des terres  $W$  (et des surcharges éventuelles) tendant à provoquer le glissement.
- Les forces, comme celle des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

$$FS = \frac{c \cdot A + (W \cos \psi_p - U - V \cdot \sin \psi_p) \cdot \tan \Phi}{W \cdot \sin \psi_p + V \cos \psi_p}$$

$\psi_f$  : Angle de talus, (°)

$\Phi$  : Angle de frottement interne de la roche, (°)

$c$  : cohésion de la roche, (KPa)

Au niveau de la carrière d'AIN KEBIRA (relief montagneux) et selon l'étude hydrogéologique qui montre la non-existence d'une nappe phréatique, c'est-à-dire  $U = V = 0$ , le  $F_s$  devient comme suit :  $F_s = \frac{c.A}{W.\sin\psi_p} + \cot\psi_p . \tan\Phi$

#### IV.3.5.3.1 Calcul de la surface de glissement A

$$A = \frac{(H + b.\tan\psi_s - Z)}{\sin\psi_p}$$

Avec  $\psi_s = 0^\circ$  (angle de la surface supérieure par rapport à l'horizontal)

Et  $b$  : arret de talus jusqu'à la fissure , m

$$b = H.(\cot\psi_p - \cot\psi_f)$$

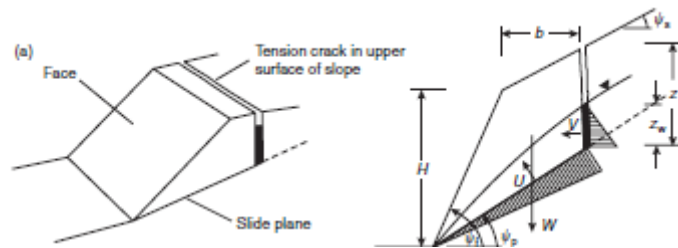
Dans le cas de la fissure de crête critique :

$$b_c = H.(\sqrt{\cot\psi_f . \cot\psi_p} - \cot\psi_f)$$

La profondeur de la fissure de traction critique

$$Z_c = H. (1 - \sqrt{\cot\psi_f . \tan\psi_p})$$

Avec  $H$  : La Hauteur du gradin, m



**Figure IV-40:** Les géométries du glissement plan : (a) fissure de traction dans la partie Supérieure du talus ; (b) fissure de traction à la face du talus (Duncan C. Wyllie and Christopher W. Mah). [7]

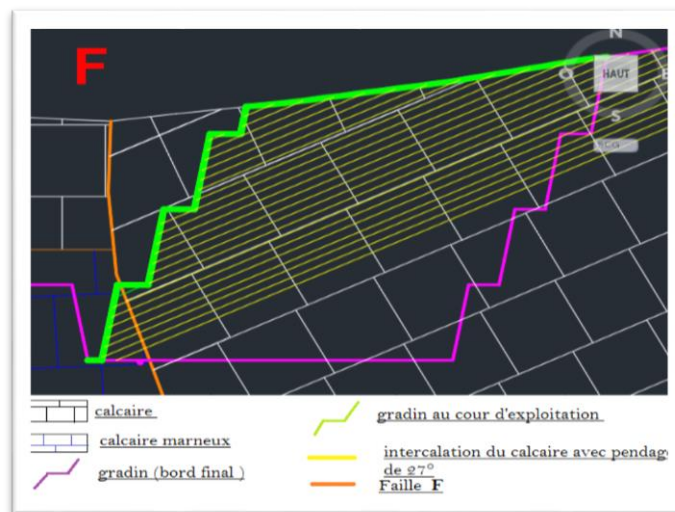
**Poids propre de la tranche**

$$W = \gamma_r \cdot \left[ (1 - \cot\psi_f \cdot \tan\psi_p) \left( b \cdot H + \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \cot\psi_f \right) + \frac{1}{2} \cdot b^2 (\tan\psi_s - \tan\psi_p) \right]$$

Avec  $\gamma_r$  : Poids volumique des roches, KN/m<sup>3</sup>

D'après l'étude géologique il existe une famille de discontinuité de calcaire avec un pendage de 27° comme il est indiqué dans la figure suivante, la famille de discontinuité se trouve dans les niveaux comme suit :

- Niveau N°01 : formation du calcaire avec un pendage de 27°
- Niveau N°02 : formation du calcaire avec un pendage de 27° jusqu'au niveau N°04



**Figure IV-41:** représentation des niveaux en cours d'exploitation

**IV.3.5.3.2 Calcul du coefficient de sécurité à l'état sec :**

Pour faire les calculs nécessaires de coefficient de sécurité, on a besoin d'abord les paramètres qu'on a défini par les essais :

$\gamma_r = 26.7 \text{ KN/m}^3$ ,  $c = 0.37 \text{ KPa}$ ,  $\Phi = 21.7^\circ$  On résume les valeurs constantes sur les angles dans le tableau suivant :

**Tableau IV-40: Les valeurs constantes sur les angles.**

| $\psi_f (^\circ)$ | $\text{tg}\psi_f$ | $\text{cot}\psi_f$ | $\psi_p (^\circ)$ | $\text{tg}\psi_p$ | $\text{cot}\psi_p$ | $\sin\psi_p$ | $\cos\psi_p$ | $\text{tng}\emptyset$ |
|-------------------|-------------------|--------------------|-------------------|-------------------|--------------------|--------------|--------------|-----------------------|
| 80°               | 5.67              | 0.17636684         | 27°               | 0.5               | 2                  | 0.45         | 0.89         | 0.39                  |
|                   |                   |                    |                   | 0.5               | 2                  | 0.45         | 0.89         |                       |
|                   |                   |                    |                   | 0.5               | 2                  | 0.45         | 0.89         |                       |
|                   |                   |                    |                   | 0.5               | 2                  | 0.45         | 0.89         |                       |
|                   |                   |                    |                   | 0.5               | 2                  | 0.45         | 0.89         |                       |

La stabilité de la carrière est évaluée suivant 2 cas :

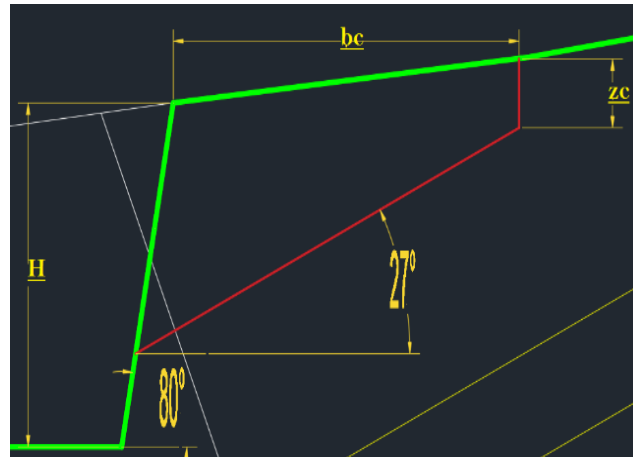
- a. présence de la fissure de crête
- b. absence de la fissure de crête

**a. Cas d'existence de fissure de crête :**

**Tableau IV-41:** Résultats des paramètres pour le calcul du facteur de sécurité dans le cas d'existence de la fissure de crête.

A partir des formules précédentes, on résume les calculs dans le tableau suivant :

| Gradin   | la hauteur du gradin H (m) | La hauteur de la couche de calcaire h (m) | L'angle de talus $\psi_f (^\circ)$ | Pendage de la couche calcaire e $\psi_p (^\circ)$ | Z critique (m) | b critique (m) | A (m <sup>2</sup> ) | W (KN/m <sup>3</sup> ) |
|----------|----------------------------|-------------------------------------------|------------------------------------|---------------------------------------------------|----------------|----------------|---------------------|------------------------|
| 1        | 5.41                       | 5.11                                      | 80°                                | 27°                                               | 3.59255006     | 2.85853304     | 3.37211098          | 357.133727             |
| 2        | 15                         | 13.2                                      |                                    |                                                   | 9.28016845     | 7.66329625     | 8.71073677          | 2444.75555             |
| 3        | 15                         | 14.74                                     |                                    |                                                   | 10.3628548     | 8.57792361     | 9.7269894           | 3053.5047              |
| 4        | 15                         | 13.09                                     |                                    |                                                   | 9.20283371     | 7.59796573     | 8.6381473           | 2403.86012             |
| Bord exp | 50                         | 49                                        |                                    |                                                   | 34.7141679     | 28.4016643     | 31.7462936          | 33600.9557             |



**Figure IV-42:** Schéma représentant le cas

Pour calculer le coefficient de sécurité, on a utilisé la formule (III.14) et les résultats obtenus sont représenter dans le tableau suivant :

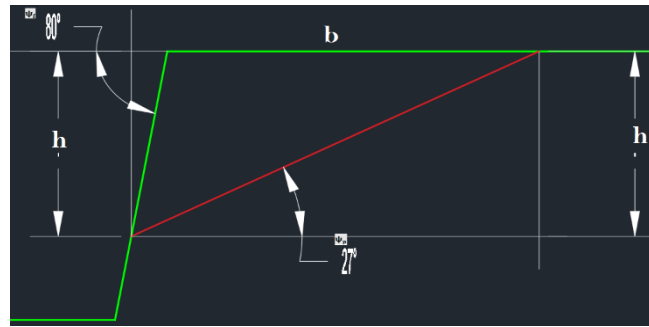
**Tableau IV-42 :** Le Facteur de sécurité dans le cas d'existence de fissure de crête (argile sèche).

| Gradin           | Fs (cas d'existence de fissure de crête) |
|------------------|------------------------------------------|
| 1                | 8.53488063                               |
| 2                | 3.70093558                               |
| 3                | 3.39053574                               |
| 4                | 3.72594647                               |
| Bord exploitable | 1.5481716                                |

On remarque que dans le cas d'existence d'une fissure de crête :

- Le gradin 1 est très stable
- Les gradins 2 ,3 et 4 sont stable
- Le bord exploitable est stable

**b. Cas d'absence de fissure de crête :**



**Figure IV-43:** Schéma représentant le cas d'absence de fissure de crête dans un talus

**Tableau IV-43:** Résultats des paramètres pour calculer le facteur de sécurité dans le cas d'absence de la fissure de crête.

| Gradin           | la hauteur du gradin H (m) | hauteur de la couche de calcaire h (m) | L'angle de talus $\psi_f$ (°) | Pendage de la couche calcareuse $\psi_p$ (°) | A (m <sup>2</sup> ) sans zc | B (m)          | W (KN/m <sup>3</sup> ) |
|------------------|----------------------------|----------------------------------------|-------------------------------|----------------------------------------------|-----------------------------|----------------|------------------------|
| 1                | 5.41                       | 5.11                                   | 80°                           | 27°                                          | 11.35555<br>56              | 9.318765<br>43 | 635.7122               |
| 2                | 15                         | 13.2                                   |                               |                                              | 29.33333<br>33              | 24.07195<br>77 | 4241.960<br>38         |
| 3                | 15                         | 14.74                                  |                               |                                              | 32.75555<br>56              | 26.88035<br>27 | 5289.488<br>93         |
| 3                | 15                         | 13.09                                  |                               |                                              | 29.08888<br>89              | 23.87135<br>8  | 4171.555<br>62         |
| <b>Bord expl</b> | 50                         | 49                                     |                               |                                              | 108.8888<br>89              | 89.35802<br>47 | 58656.98<br>08         |

#### IV.3.5.3.3 Calcul de facteur de sécurité Fs

Pour calculer le facteur de sécurité, on applique la formule (III.14), les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-44:** Le facteur de sécurité dans le cas d'absence de fissure de crête (argile sèche)

| Gradin           | Fs (cas d'absence de fissure de crête) |
|------------------|----------------------------------------|
| 1                | 15.4584671                             |
| 2                | 7.68637513                             |
| 3                | 6.96390808                             |
| 4                | 7.74448472                             |
| Bord exploitable | 2.62770042                             |

#### Remarque :

On voit que Le facteur de sécurité dans le cas d'absence de la fissure de crête ; le coefficient de sécurité est plus élevé ; donc les niveaux de N°01 jusqu'au N°04 sont très stable

#### IV.3.6 Solutions et recommandations

Après avoir évalué la stabilité au niveau des gradins concernés par l'exploitation programmée

Pour l'année prochaine au niveau de la carrière d'Ain el kebira, on a trouvé que :

##### Cas 1 :

Les niveaux (1323et 1308) ayant une possibilité de glissement dièdre sur les joints argileux, sont très stables.

##### Cas 2 :

Les niveaux avec fissure remplie d'argile comme un plan de glissement plan (1323et 1308) présentent deux cas :

##### a. Cas d'une fissure remplie d'argile non drainée :

C'est le cas le plus critique car le talus dans ce cas demeure instable à cause des pressions Exercées par l'argile saturée en eau existant dans cette fissure.

##### b. cas d'une fissure remplie d'argile drainée :

Le talus dans ce cas est dans la limite de la stabilité.

**Recommandation 2 :**

Dans le cas d'une fissure non drainée, On propose d'installer un système du drainage au niveau des gradins présentant ce problème et surtout en saison des fortes précipitations.

**CONCLUSION**

Afin d'évaluer la fiabilité des avancements dans la carrière d'Ain el kebira en terme de stabilité, cela exige la caractérisation du massif rocheux, définir les différents plans qui peuvent provoquer des glissements et déterminer les caractéristiques mécaniques de chaque plan.

Avant de passer au calcul du coefficient de sécurité, une évaluation stéréographique a été faite afin de déterminer toutes les probabilités d'un mouvement du talus par un glissement plan ou en dièdre pour les niveaux ayant des fissures.

Cette évaluation a montré plusieurs possibilités de glissements plans suivant la fissure et qui peuvent faire l'objet d'une étude plus profonde par le calcul du  $F_s$ .

Pour le calcul de ce dernier, des essais de laboratoire ont été fait pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne de chaque plan.

Notre zone d'étude selon les facteurs moteurs du glissement elle est comme suit :

a. Zones dont les glissements peuvent se manifestes sur les fissures remplies d'argile.

Le remplissage des fissures avec les eaux d'infiltration issues des précipitations a un effet très déstabilisateur à cause des forces exercées par ces eaux.

L'existence des fissures de crête influe sur le coefficient de sécurité car elle minimise les forces résistantes au glissement.

La hauteur du gradin joue un rôle dans la stabilisation des talus face au pendage des fissures, car plus la hauteur augmente plus les fissures peuvent avoir plus d'effet sur la stabilité.

b.une étude prévisionnelle a été faite afin de déterminer la stabilité des autres niveaux que leurs avancements seront programmés pour les années prochaines.

Dans cette étude on a localisé la zone ou peut s'apparaitre le problème d'instabilité et on a calculé le coefficient de sécurité.

On a déduise comme résultat que la carrière est très stable sur le long terme.

## **CONCLUSION GENERALE**

L'étude de la stabilité des ouvrages miniers dans les massifs rocheux fracturés est la préoccupation majeure de l'ingénieur exploitant. Chaque talus, de n'importe quelle pente, représente dans certaines conditions un risque pour la sécurité des hommes, parce qu'il peut donner lieu à un glissement de terrain plus ou moins rapide. A cause de cela l'un des devoirs de l'ingénieur géologue et du géotechnicien est de s'assurer de la stabilité d'une pente ou d'un talus pour prévenir l'éventuel dégât. Avant de parler de la stabilité des talus de la carrière d'Ain El Kebira, on doit d'abord procéder à la connaissance de diverses informations, telles que la structure des massifs rocheux, les différents types de mouvements de terrains, les conditions géologiques, hydrogéologiques et minières de la carrière et aussi les différentes méthodes de calcul de la stabilité. Pour cela, nous avons essayé dans cet humble travail de donner le maximum de renseignements possibles sur les points précédents.

-Le premier résultat qu'on peut tirer de cette étude est que les talus de la carrière de calcaire du Djebel Medjounès 02 sont très stables, étant donné les propriétés mécaniques du calcaire (résistance à la compression élevée 53.99 Mpa).

- les canevas stéréographiques (« stereonets ») qui permettent d'analyser les deux variables (un objet est défini par son pendage et sa direction) donne un coefficient de sécurité 1.26 pour le glissement en dièdre. La méthode analytique d'équilibre limite donne un coefficient de sécurité 0.4 dans le cas des argiles humides et donne un coefficient de sécurité 3.58 dans le cas des argiles sèches.

- L'estimation de la stabilité des talus à l'aide du calcul du coefficient de sécurité  $F_s$  montrent que les gradins de la carrière du Djebel Medjounès 02 sont très stables. Les gradins avec intercalations calcaireuses sont plutôt stables que ceux avec les fissures remplies d'argile. Le massif est stable lorsque les gradins de calcaire ont des intercalations calcaireuses de fort pendage. La hauteur du gradin joue un rôle dans la stabilisation des talus face au pendage des fissures, car plus la hauteur augmente plus les fissures peuvent avoir plus d'effet sur l'instabilité.

- L'existence de deux plans de glissement, l'un suivant les fissures remplies par l'argile, l'autre par les intercalations calcaireuses.

-La cohésion et l'angle de frottement interne du massif rocheux de calcaire d'AIN EL KEBIRA sont estimés par le critère de Mohr-Coulomb à l'aide de la classification de Hoek-Brown  $C = 380$  KPa et  $\phi = [21.7^\circ]$ . Les mesures du nombre de fissures du massif rocheux ont montré que la densité de la

---

fissuration est élevée. Le remplissage des fissures avec les eaux d'infiltration issues des précipitations a un effet très déstabilisateur à cause des forces exercées par ces eaux.

L'existence des fissures de crête influe sur le coefficient de sécurité car elle minimise les forces résistantes au glissement.

- L'évaluation de la stabilité des talus de la carrière nécessite, non seulement de connaître l'état de stabilité actuel, mais aussi son évolution au cours du temps. Nos travaux ont porté sur l'étude prévisionnelle qui a donné des résultats très satisfaisants. Après l'analyse des dernières figures, on a observé sur la coupe 2-2 seulement, une zone qui représente un risque potentielle d'instabilité.

- Nous recommandons :

- de faire des études approfondies dans des gradins qui présentent une très forte fissuration et là où les failles traversent le gisement de calcaire.
- Etudier des propriétés physico-mécaniques des roches de la carrière en effectuant des mesures au laboratoire et aussi calculer les propriétés mécaniques des roches dans le massif rocheux.

**Références bibliographiques**

- [1]. **Martin, François, [2012]**, «Mécanique des roches et travaux souterrains », Cachan, huitième édition.
- [2]. **HOANG, Thi Thanh Nhan, [2010]**, « Etude du comportement d'un milieu rocheux fracturé », Thèse doctorat de l'école des ponts ParisTech.
- [3]. **TAHIRI, Abdelouahed, [1992]**, « Modelisation des massifs rocheux fissures par la methode des elements distincts », Thèse doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [4]. **POROKHOVOÏ, Evgueni, [1995]**, « Stabilité à long terme des talus de mines à ciel ouvert dans les massifs de roches basiques et ultrabasiques », Thèse doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [5]. **Françoise Homand et Pierre Duffaut, [2000]**, « Manuel de mécanique des roches », Les presses de l'école des Mines Paris.
- [6]. **Amrani.S, [2011]**, « Etude de la stabilité des talus de la carrière de Meftah (Blida) », Mémoire de fin d'étude, Ecole national polytechnique.
- [7]. **DJARFOUR Djaâfar, [2006]**, « Projet d'extension de la carrière d'agrégats de calcaire de Djebel Sadjar Ain Smara, W. Constantine », Mémoire de fin d'étude, Ecole national polytechnique.
- [8]. **M'zoughem.K et Chenafa.W, [2006]**, «Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière d'Ain El Kebira », Mémoire de fin d'études, Université d'Annaba.
- [9]. **Ladghem Chikouche Fadhila, [2009]**, « Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres », Mémoire de magister, Université de M'sila.

**[10]. G. Philipponat et Bertrand Hubert [2003],** « Fondation et ouvrages en terre », édition Eyrolles.

**[11]. Elkhir Ahmed et Yahiaoui Kafia, [2012],** « Etude numérique et confortement d'un glissement de terrain », Projet de fin d'études, Ecole nationale polytechnique.

**[12]. Lebbad Salah Eddine, [2010],** « Etude d'un glissement de terrain sur la RN 24 PK 113+500, Wilaya de Boumerdes », Projet de fin d'études, Ecole nationale supérieure des travaux public.

**[13]. Astrid, Leutwiler, [2009],** « Processus de glissement de terrain », Office fédéral de l'environnement (OFEV), Confédération suisse.

**[14]. Hammadi, Younes, [2011],** « Cartographie Géotechnique, des Risques de Glissements (CRG) et de Risques d'Inondations (CRI) de la ville de Bejaia », Mémoire de magister, Université de Bejaia.

**[15]. BENAZZOUZ Mohamed Tahar et BOUREBOUNE L,** « Evaluation du risque des glissements de terrain en milieu urbain appliquée à la ville de Constrantine: les causes et les conséquences », Stratégies de Prévention et de Protection, Université de Constantine et d'Oum El Bouaghi.

**[16]Duncan C. Wyllie and Christopher W. Mah,** "Rock slope engineering civil and mining" '4<sup>ème</sup> édition'; chapitre6 : Plane failure ; pages 130 à 137.

**[18] Chikhaoui Youcef, Fassi Mohamed, 2016,** étude de la stabilité des talus au niveau de la carrière Chouf Amar, M'sila. Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme ingénieur d'état en mines -école nationale supérieure des mines et métallurgie – Annaba –

**[19] GUETTOUCHE Romayssa, 2017** ,Analyse a priori de la stabilité au niveau de la carrière de Chouf Ammar, m'sila. Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme ingénieur d'état en mines -école nationale supérieure des mines et métallurgie – Annaba –

**[20] SANAT Aghilas, ZIDANI Nabil, 2015**,Etude de stabilité des talus de la carrière d'Ain El Kebira (Wilaya de Sétif) vis -à-vis d'un glissement circulaire. Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de master en mines –université de bejaia-

**[21] Rapport géologique actualise djebel medjounes -02 -2017.**

**[22] SAADAOUI LOTFI, MEHDI KAMEN 2016**, étude de la stabilité des talus au niveau de la carrière Sidi Boutebel, ORAN. Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme ingénieur d'état en mines -école nationale supérieure des mines et métallurgie – Annaba

**Autres références bibliographiques :**

- **Gunzburger Y, Merrien-Soukatchoff V** : Caractérisation mécanique d'un versant rocheux instable au moyen du système RMR – Cas de la Clapière (Alpes Maritimes). Symposium International. Param2002, Identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs.
- **Gunzburger Y, Merrien-Soukatchoff V, Guglielmi Y**: Mechanical influence of the last deglaciation on the initiation of the "La Clapière" slope instability (southern French Alps); European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE) 2002, September 2002, Paris, France, 2002.
- **Hoek E, Brown E.T**: Underground Excavations in Rock. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1980.
- **Hoek E, Kaiser P.K. and Bawden. W.F**: Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam: Balkema, 1995.
- **Classification (1978)**. Charles University in Prague, Faculty of Science.
- **Jean-Alain Fleurisson, Martin Grenon** : Conception géo-mécanique de talus de mines à ciel ouvert, Avr. 2014, Marrakech, Maroc. pp. 65-84. <hal-00979370>
- **Bieniawsky Z.T**: Engineering Rock Mass Classifications. J. Wiley, New York, 1989.

- **Follacci J.P** : Les mouvements du versant de La Clapière à Saint-Etienne de Tinée (Alpes-Maritimes). Bulletin de liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées. 150/151. pp. 107-109, 1987.

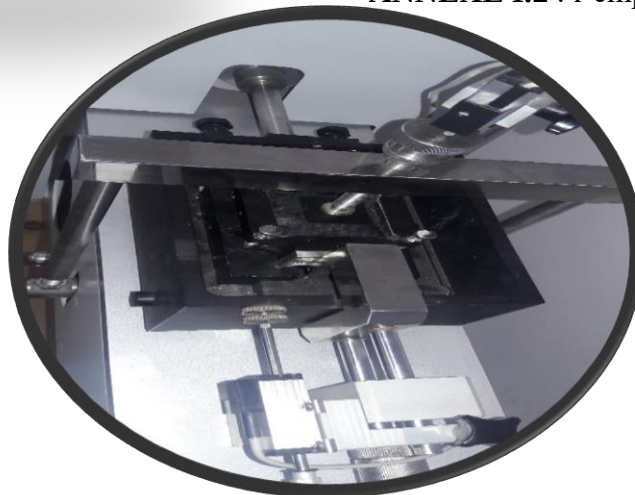
ANNEXES



**ANNEXE I.1** : photo de la machine de cisaillement



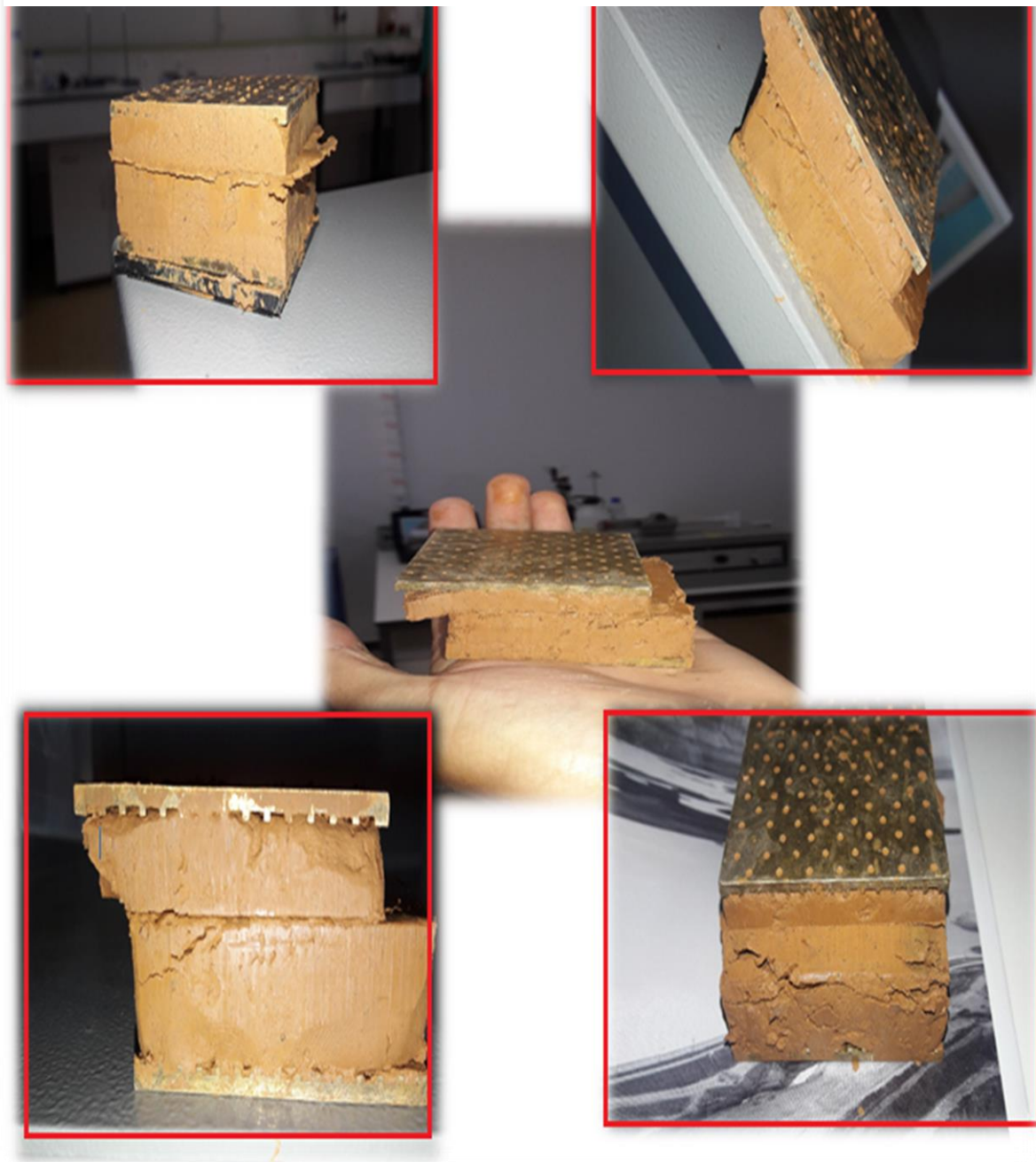
**ANNEXE I.2** : l'emplacement du poids



**ANNEXE I.3** : l'emplacement de la boîte de l'échantillon



ANNEXE I.4 : échantillon cisailé argile seche

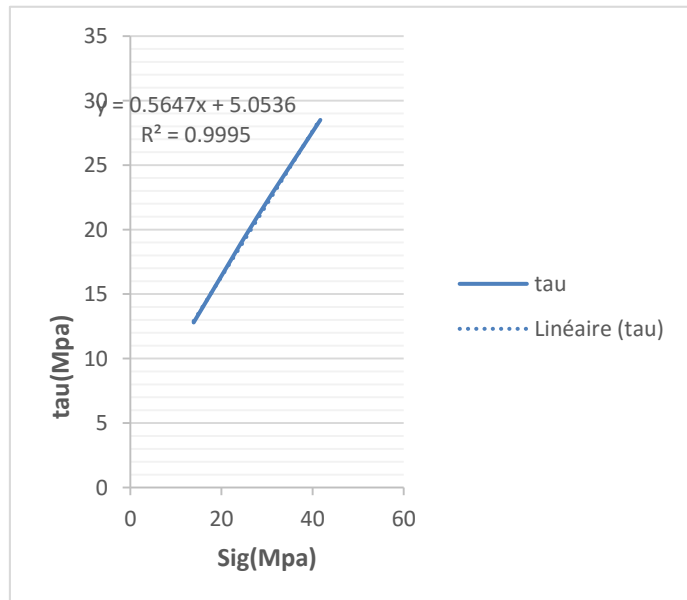


ANNEXE I.5: Échantillon cisailé (argile humide)

Résultats des essais :

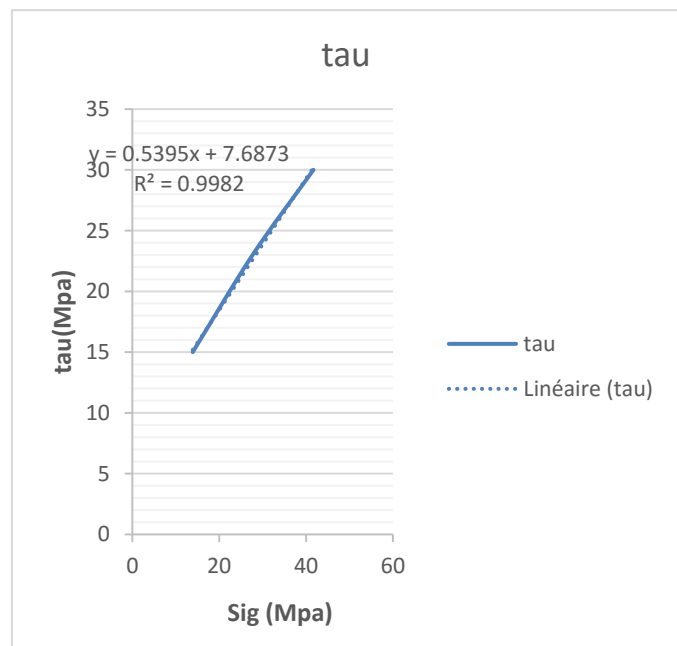
Essai de cisaillement direct cas non drainé

| <b>Echantillon02non drainé</b> |                 |
|--------------------------------|-----------------|
| <b>Sig(Mpa)</b>                | <b>tau(Mpa)</b> |
| 13.9                           | 12.8            |
| 27.7                           | 20.9            |
| 41.7                           | 28.5            |
| <b>cohésion(Kpa)</b>           | 5.053           |
| <b>phi</b>                     | 29.45           |



#### ANNEXE I.6

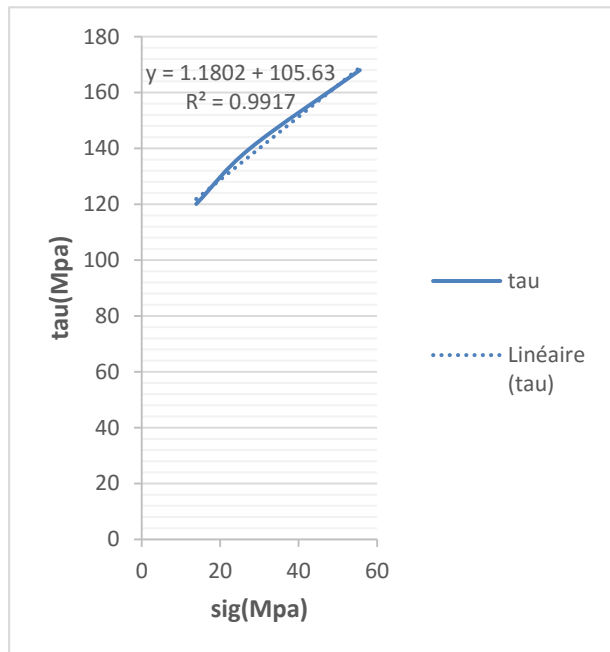
| <b>Echantillon 03 non drainé</b> |                 |
|----------------------------------|-----------------|
| <b>Sig(Mpa)</b>                  | <b>tau(Mpa)</b> |
| 13.9                             | 15              |
| 27.7                             | 23              |
| 41.7                             | 30              |
| <b>cohésion(Kpa)</b>             | 7.687           |
| <b>Phi</b>                       | 28.34           |



#### ANNEXE I.7

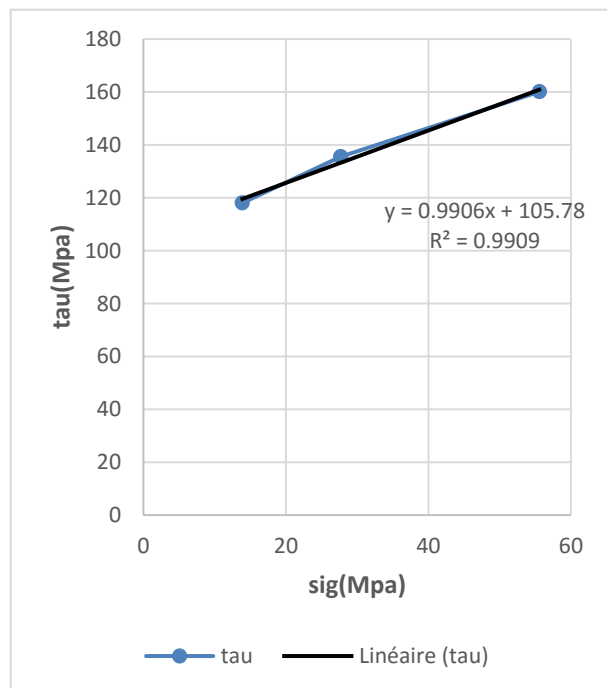
Essai de cisaillement direct cas drainé :

| <b>Echantillon 02 drainé</b> |                 |
|------------------------------|-----------------|
| <b>sig(Mpa)</b>              | <b>tau(Mpa)</b> |
| 13.9                         | 120.01          |
| 27.7                         | 140.1           |
| 55.6                         | 168.02          |
| <b>cohésion(Kpa)</b>         | 105.79          |
| <b>phi</b>                   | 45.08           |



### ANNEXE I.8

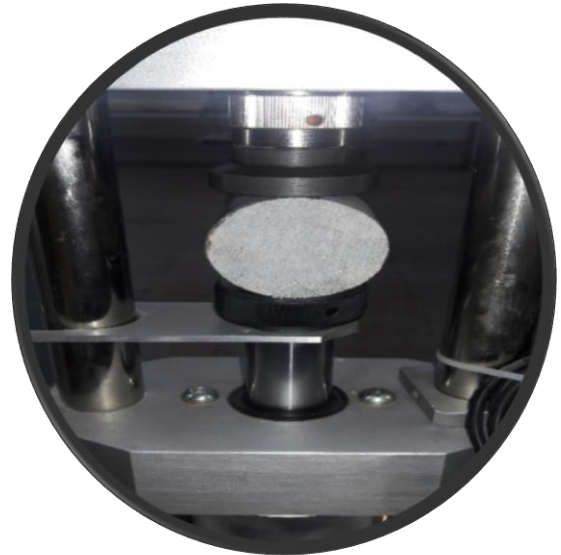
| <b>Echantillon 03 drainé</b> |                 |
|------------------------------|-----------------|
| <b>Sig(Mpa)</b>              | <b>tau(Mpa)</b> |
| 13.9                         | 118.02          |
| 27.7                         | 135.5           |
| 55.6                         | 160.1           |
| <b>cohésion(Kpa)</b>         | 105.78          |
| <b>phi</b>                   | 44.71           |



ANNEXE I.9



ANNEXE I.10 : photo de la machine de l'essai brésilien



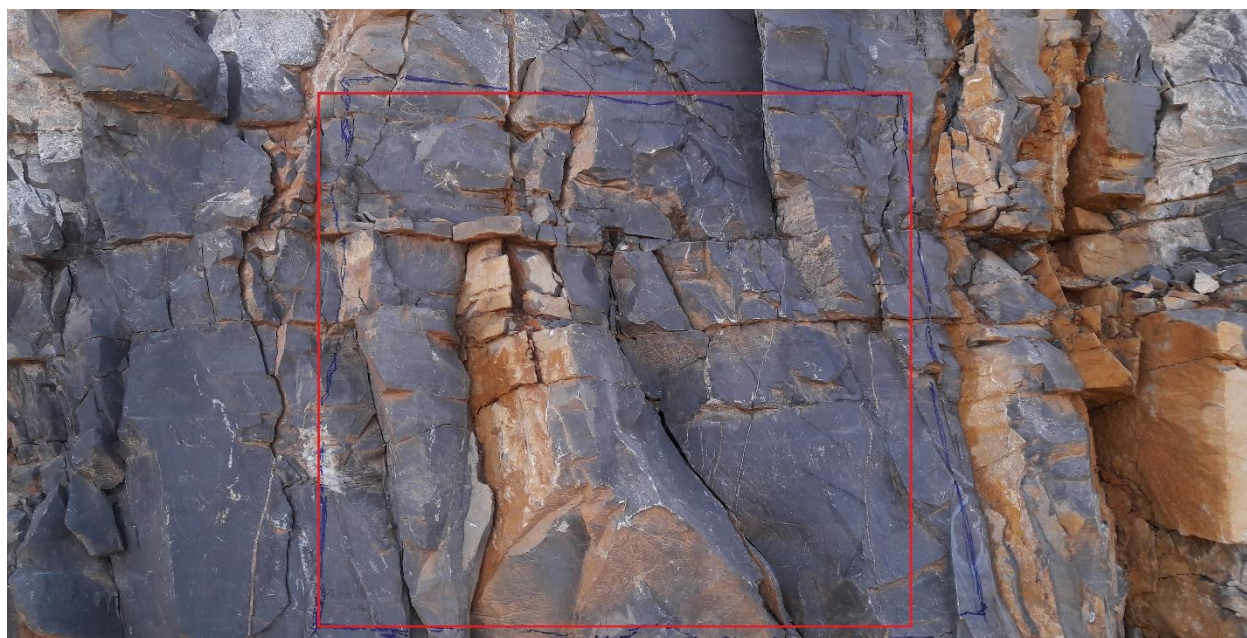
ANNEXE I.11: emplacement de l'échantillon



ANNEXE I.12 : échantillon après la rupture



ANNEXE I.13 : photo représentant le nombre de fissure dans 1m<sup>2</sup>



**ANNEXE I.14** : photo représentant le nombre de fissure dans  $1\text{m}^2$

## ANNEXE II

Représente la relation approximative entre la qualité de la masse rocheuse et les constantes empiriques (d'après Hoek and Brown 1980)

Table 4.3. Approximate relationship between rock mass quality and empirical constants (after Hoek & Brown, 1980).

| Rock mass quality                                                                                            | Carbonate rocks with well developed crystal cleavage (dolomite, limestone and marble) | Lithified argillaceous rocks (mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)) | Argaceous rocks with strong crystal and poorly developed crystal cleavage (sandstone and quartzite) | Fine grained poly-mineralic igneous and crystalline rocks (andesite, diorite, diabase and rhyolite) | Coarse grained poly-mineralic igneous and metamorphic crystalline rocks (amphibolite, gabbro gneiss, granite, norite and quartzdiorite) |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Intact rock samples                                                                                          | $m = 7.0$                                                                             | $m = 10.0$                                                                               | $m = 15.0$                                                                                          | $m = 17.0$                                                                                          | $m = 25.0$                                                                                                                              |
| Laboratory size specimens free from joints, CSIR rating 100, NGI rating 500                                  | $s = 1.0$                                                                             | $s = 1.0$                                                                                | $s = 1.0$                                                                                           | $s = 1.0$                                                                                           | $s = 1.0$                                                                                                                               |
|                                                                                                              | $A = 0.816$                                                                           | $A = 0.918$                                                                              | $A = 1.044$                                                                                         | $A = 1.086$                                                                                         | $A = 1.220$                                                                                                                             |
|                                                                                                              | $B = 0.658$                                                                           | $B = 0.677$                                                                              | $B = 0.692$                                                                                         | $B = 0.696$                                                                                         | $B = 0.705$                                                                                                                             |
|                                                                                                              | $T = -0.140$                                                                          | $T = -0.099$                                                                             | $T = -0.067$                                                                                        | $T = -0.059$                                                                                        | $T = -0.040$                                                                                                                            |
| Very good quality rock mass                                                                                  | $m = 3.5$                                                                             | $m = 5.0$                                                                                | $m = 7.5$                                                                                           | $m = 8.5$                                                                                           | $m = 12.5$                                                                                                                              |
| Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 3 m, CSIR rating 85, NGI rating 100         | $s = 0.1$                                                                             | $s = 0.1$                                                                                | $s = 0.1$                                                                                           | $s = 0.1$                                                                                           | $s = 0.1$                                                                                                                               |
|                                                                                                              | $A = 0.651$                                                                           | $A = 0.739$                                                                              | $A = 0.848$                                                                                         | $A = 0.883$                                                                                         | $A = 0.998$                                                                                                                             |
|                                                                                                              | $B = 0.679$                                                                           | $B = 0.692$                                                                              | $B = 0.702$                                                                                         | $B = 0.705$                                                                                         | $B = 0.712$                                                                                                                             |
|                                                                                                              | $T = -0.028$                                                                          | $T = -0.020$                                                                             | $T = -0.013$                                                                                        | $T = -0.012$                                                                                        | $T = -0.008$                                                                                                                            |
| Good quality rock mass                                                                                       | $m = 0.7$                                                                             | $m = 1.0$                                                                                | $m = 1.5$                                                                                           | $m = 1.7$                                                                                           | $m = 2.5$                                                                                                                               |
| Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1 to 3 m, CSIR rating 65, NGI rating 10  | $s = 0.004$                                                                           | $s = 0.004$                                                                              | $s = 0.004$                                                                                         | $s = 0.004$                                                                                         | $s = 0.004$                                                                                                                             |
|                                                                                                              | $A = 0.369$                                                                           | $A = 0.427$                                                                              | $A = 0.501$                                                                                         | $A = 0.533$                                                                                         | $A = 0.603$                                                                                                                             |
|                                                                                                              | $B = 0.669$                                                                           | $B = 0.680$                                                                              | $B = 0.693$                                                                                         | $B = 0.698$                                                                                         | $B = 0.707$                                                                                                                             |
|                                                                                                              | $T = -0.006$                                                                          | $T = -0.004$                                                                             | $T = -0.003$                                                                                        | $T = -0.002$                                                                                        | $T = -0.002$                                                                                                                            |
| Poor quality rock mass                                                                                       | $m = 0.14$                                                                            | $m = 0.20$                                                                               | $m = 0.30$                                                                                          | $m = 0.34$                                                                                          | $m = 0.50$                                                                                                                              |
| Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 m, CSIR rating 44, NGI rating 1.0             | $s = 0.0001$                                                                          | $s = 0.0001$                                                                             | $s = 0.0001$                                                                                        | $s = 0.0001$                                                                                        | $s = 0.0001$                                                                                                                            |
|                                                                                                              | $A = 0.198$                                                                           | $A = 0.234$                                                                              | $A = 0.280$                                                                                         | $A = 0.295$                                                                                         | $A = 0.346$                                                                                                                             |
|                                                                                                              | $B = 0.662$                                                                           | $B = 0.675$                                                                              | $B = 0.688$                                                                                         | $B = 0.691$                                                                                         | $B = 0.700$                                                                                                                             |
|                                                                                                              | $T = -0.0007$                                                                         | $T = -0.0005$                                                                            | $T = -0.0003$                                                                                       | $T = -0.0002$                                                                                       | $T = -0.0002$                                                                                                                           |
| Poor quality rock mass                                                                                       | $m = 0.04$                                                                            | $m = 0.05$                                                                               | $m = 0.08$                                                                                          | $m = 0.09$                                                                                          | $m = 0.13$                                                                                                                              |
| Numerous weathered joints at 30 to 500 mm with some gouge-clean waste rock, CSIR rating 23, NGI rating 0.1   | $s = 0.00001$                                                                         | $s = 0.00001$                                                                            | $s = 0.00001$                                                                                       | $s = 0.00001$                                                                                       | $s = 0.00001$                                                                                                                           |
|                                                                                                              | $A = 0.115$                                                                           | $A = 0.129$                                                                              | $A = 0.162$                                                                                         | $A = 0.172$                                                                                         | $A = 0.203$                                                                                                                             |
|                                                                                                              | $B = 0.646$                                                                           | $B = 0.655$                                                                              | $B = 0.672$                                                                                         | $B = 0.676$                                                                                         | $B = 0.686$                                                                                                                             |
|                                                                                                              | $T = -0.0002$                                                                         | $T = -0.0002$                                                                            | $T = -0.0001$                                                                                       | $T = -0.0001$                                                                                       | $T = -0.0001$                                                                                                                           |
| Very poor quality rock mass                                                                                  | $m = 0.007$                                                                           | $m = 0.010$                                                                              | $m = 0.015$                                                                                         | $m = 0.017$                                                                                         | $m = 0.025$                                                                                                                             |
| Numerous heavily weathered joints spaced < 50 mm with gouge-waste with fines, CSIR rating 3, NGI rating 0.01 | $s = 0$                                                                               | $s = 0$                                                                                  | $s = 0$                                                                                             | $s = 0$                                                                                             | $s = 0$                                                                                                                                 |
|                                                                                                              | $A = 0.42$                                                                            | $A = 0.050$                                                                              | $A = 0.061$                                                                                         | $A = 0.065$                                                                                         | $A = 0.078$                                                                                                                             |
|                                                                                                              | $B = 0.534$                                                                           | $B = 0.539$                                                                              | $B = 0.546$                                                                                         | $B = 0.548$                                                                                         | $B = 0.556$                                                                                                                             |
|                                                                                                              | $T = 0$                                                                               | $T = 0$                                                                                  | $T = 0$                                                                                             | $T = 0$                                                                                             | $T = 0$                                                                                                                                 |

Handwritten annotations on the table:

- $m = 0.14$  (pointing to the  $m$  value for the 'Poor quality rock mass' row)
- $s = 0.0001$  (pointing to the  $s$  value for the 'Poor quality rock mass' row)
- $A = 0.198$  (pointing to the  $A$  value for the 'Poor quality rock mass' row)
- $B = 0.662$  (pointing to the  $B$  value for the 'Poor quality rock mass' row)
- $T = -0.0007$  (pointing to the  $T$  value for the 'Poor quality rock mass' row)



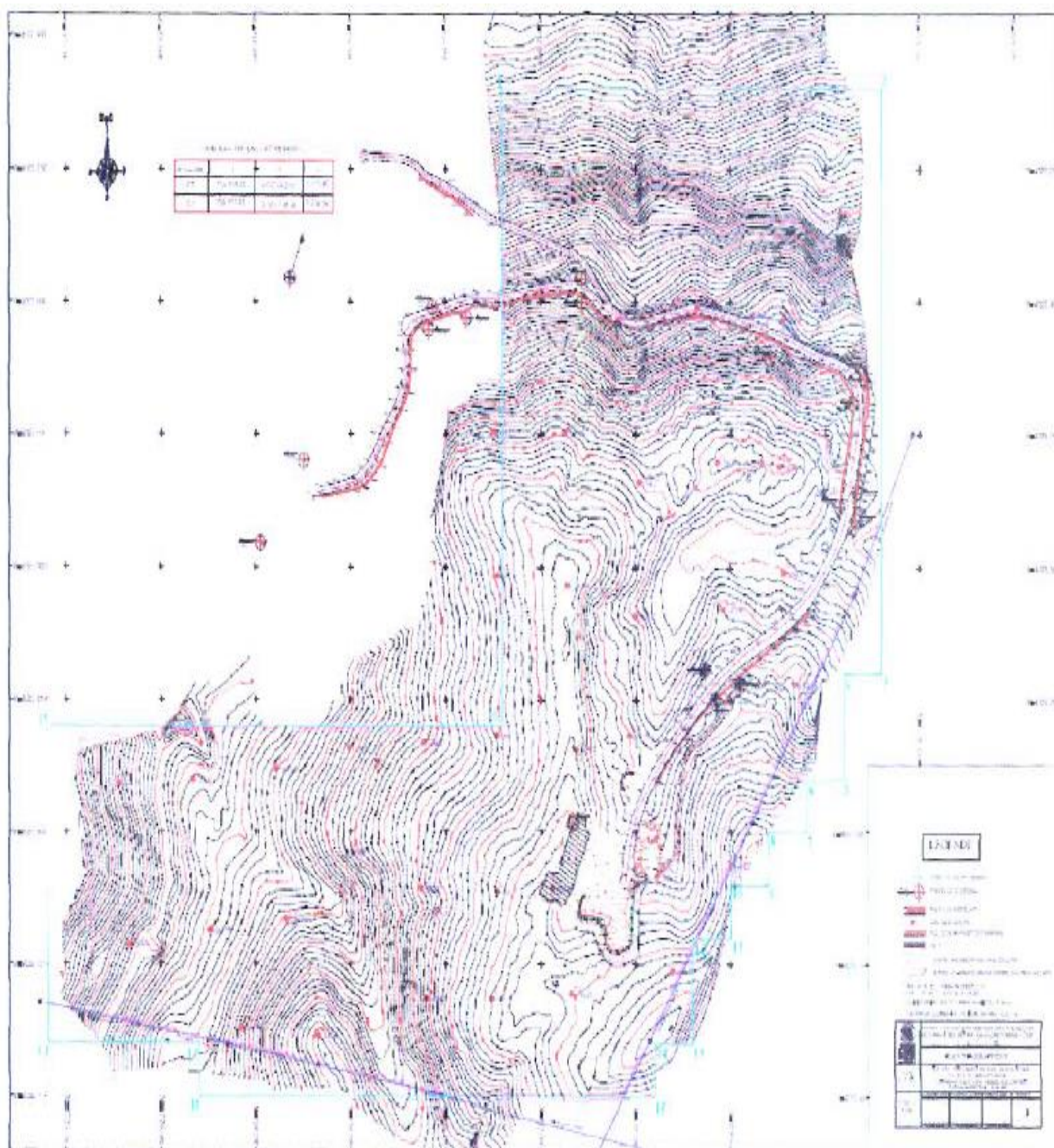
## ANNEXE III.2

Les coordonnées des sondages réalisés sur le gisement de calcaires de DJEBEL MEDJOUNE

2

| N°<br>Sondages | Profondeur<br>(m) | Coordonnées UTM |            |         | Nombre d'Ech.<br>lyses chimiques |
|----------------|-------------------|-----------------|------------|---------|----------------------------------|
|                |                   | X               | Y          | Z       |                                  |
| S1             | 59,7              | 725090,70       | 4021157,69 | 1325,37 | 13                               |
| S2             | 50,0              | 724886,12       | 4021183,43 | 1309,27 | 11                               |
| S3             | 40,0              | 724693,05       | 4021170,15 | 1288,57 | 09                               |
| S4             | 30,0              | 724495,74       | 4021159,49 | 1268,17 | 06                               |
| S5             | 60,0              | 725028,22       | 4020893,74 | 1333,87 | 12                               |
| S6             | 50,0              | 724885,54       | 4020887,98 | 1326,97 | 12                               |
| S7             | 40,0              | 724684,73       | 4020894,03 | 1302,37 | 11                               |
| S8             | 30,0              | 724490,32       | 4020962,74 | 1276,47 | 06                               |
| S9             | 59,2              | 725078,15       | 4020693,94 | 1339,62 | 13                               |
| S10            | 50,0              | 724871,63       | 4020685,46 | 1332,37 | 11                               |
| S11            | 30,0              | 724697,35       | 4020685,95 | 1308,01 | 07                               |
| S12            | 50,0              | 724886,26       | 4021483,84 | 1311,37 | 12                               |
| S13            | 32,0              | 724876,97       | 4021755,38 | 1295,37 | 07                               |
| S14            | 40,0              | 725061,44       | 4021752,87 | 1299,57 | 08                               |
| S15            | 60,0              | 725068,18       | 4021465,09 | 1325,97 | 12                               |
| S16            | 60,0              | 724303,08       | 4021119,21 | 1249,77 | 13                               |
| S17            | 60,0              | 724081,56       | 4021099,37 | 1232,47 | 14                               |
| S18            | 40,0              | 723886,96       | 4021091,96 | 1202,73 | 12                               |
| S19            | 60,0              | 724328,61       | 4020834,11 | 1261,37 | 15                               |
| S20            | 50,0              | 724127,13       | 4020814,06 | 1241,99 | 13                               |
| S21            | 40,0              | 723915,26       | 4020787,08 | 1216,81 | 13                               |
| S22            | 29,0              | 724569,05       | 4020668,47 | 1305,36 | 0                                |
| S23            | 90,0              | 724410,3        | 4020615,12 | 1301,98 | 20                               |
| S24            | 50,0              | 724207,70       | 4020630,02 | 1265,79 | 10                               |
| S25            | 100,0             | 725345,49       | 4020738,91 | 1345,92 | 20                               |
| S26            | 100,0             | 725304,47       | 4020917,48 | 1325,18 | 22                               |
| S27            | 100,0             | 725231,60       | 4021183,32 | 1310,87 | 21                               |
| S28            | 70,0              | 725246,53       | 4021407,96 | 1299,77 | 14                               |
| S29            | 74,0              | 725257,98       | 4021660,32 | 1300,57 | 14                               |
| S30            | 45,0              | 725200,67       | 4021964,6  | 1239,77 | 10                               |
| S31            | 45,0              | 724987,76       | 4022014,72 | 1241,61 | 11                               |
| S32            | 50,0              | 725412,60       | 4021989,58 | 1245,87 | 11                               |
| S33            | 98,2              | 725465,89       | 4021697,96 | 1303,87 | 20                               |
| S34            | 86,0              | 725480,69       | 4021420,91 | 1301,82 | 19                               |
| S35            | 95,0              | 725492,10       | 4021248,70 | 1316,68 | 24                               |
| S36            | 90,0              | 725499,90       | 4020937,98 | 1345,22 | 21                               |
| S37            | 95,0              | 725672,38       | 4021281,87 | 1311,38 | 20                               |
| S38            | 73,0              | 725640,61       | 4021491,31 | 1290,47 | 15                               |
| S39            | 100,0             | 725629,88       | 4021689,44 | 1302,27 | 21                               |
| S40            | 54,0              | 725639,09       | 4021966,81 | 1255,57 | 13                               |
| <b>TOTAL</b>   | <b>2 435.1</b>    |                 |            |         | <b>536</b>                       |

## ANNEXE III.3 :

*Plan topographique du gisement de Djebel Medjounes 2*

## ANNEXE VI.1

ANNEXE VI. 1 : Calcul de cohésion et de l'angle de frottement interne à l'aide du coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux.

**Calcul de la cohésion et angle de frottement à l'aide de coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux**

| application sur l'échantillon |       |     |             |               |            |
|-------------------------------|-------|-----|-------------|---------------|------------|
|                               | Rc    | Rt  | Cech (Mpa)  | Φech (radian) | Φech ( ° ) |
| couches 1                     | 53.99 | 7.5 | 13.17430256 | 0.6627487     | 31.7       |

$$C_{ech} = \frac{R_c \cdot R_t}{2 \cdot \sqrt{R_c \cdot R_t - 3R_t^2}}$$

$$\Phi_{ech} = \arcsin\left(\frac{R_c - 4R_t}{R_c - 2R_t}\right)$$

les valeurs corrigées du massif

| nombre de fissure<br>(1 m <sup>2</sup> ) | couch<br>e 1 | H<br>(mètre) | h (mètre) | a | λ           | λΦ  | Cm<br>(Mpa<br>) | Φm ( ° ) |
|------------------------------------------|--------------|--------------|-----------|---|-------------|-----|-----------------|----------|
| 10                                       | 1            | 15           | 0.1       | 7 | 0.0277<br>2 | 0.6 | 0.37            | 19.02    |

$$C_m = \lambda \cdot C_{ech}$$

$$\lambda = \frac{1}{1 + a \cdot \ln \frac{H}{h}}$$

$$\Phi_m = \lambda \Phi \cdot \Phi_{ech}$$

## ANNEXE VI.2 : Calcul de l'angle de frottement interne et de la cohésion par le critère de Mohr Coulomb à l'aide de classification de Hoek-Brown du massif rocheux.

Le critère Hoek-Brown du massif rocheux (Calcule de cohésion et angle de frottement à l'aide de critère de Mohr)

|   |         |
|---|---------|
| m | 0.14    |
| s | 0.0001  |
| A | 0.198   |
| B | 0.662   |
| T | -0.0007 |

$$\tau = A \cdot \sigma_{cl} \left( \frac{\sigma_n' - \sigma_{tm}'}{\sigma_{cl}} \right)^B$$

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2}$$

$$\tau = A \sigma_c \left( \frac{\sigma}{\sigma_c} - T \right)^B$$

$$T = \frac{1}{2} (m - \sqrt{m^2 + 4s})$$

$$\sigma_{tm}' = \frac{\sigma_{cl}}{2} (m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s})$$

| sig c | sig n | couche 1   |
|-------|-------|------------|
| 53.99 | 0.5   | 0.50565502 |
| 53.99 | 1     | 0.78136221 |
| 53.99 | 1.5   | 1.01370944 |
| 53.99 | 2     | 1.22138072 |
| 53.99 | 2.5   | 1.41233297 |
| 53.99 | 3     | 1.59089167 |
| 53.99 | 3.5   | 1.75973777 |
| 53.99 | 4     | 1.92067753 |

Table 4.3. Approximate relationship between rock mass quality and empirical constants (after Hoek & Brown, 1980).

| Rock mass quality                                                                                           | Carbonate rocks with well developed crystal cleavage (dolomite, limestone and marble) | Lithified argillaceous rocks (mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)) | Amorphous rocks with strong crystals and poorly developed crystal cleavage (sandstone and quartzite) | Four grained polycrystalline igneous rocks (andesite, diorite, diabase and rhyolite) | Coarse grained polycrystalline igneous and metamorphic crystalline rocks (garnetiferous gneiss, granite, marble and quartzite) |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Intact rock samples                                                                                         | $m = 7.0$                                                                             | $m = 10.0$                                                                               | $m = 15.0$                                                                                           | $m = 17.0$                                                                           | $m = 25.0$                                                                                                                     |
| Laboratory size specimens free from joints, CSIR rating 100, NGI rating 500                                 | $s = 1.0$                                                                             | $s = 1.0$                                                                                | $s = 1.0$                                                                                            | $s = 1.0$                                                                            | $s = 1.0$                                                                                                                      |
|                                                                                                             | $A = 0.816$                                                                           | $A = 0.918$                                                                              | $A = 1.044$                                                                                          | $A = 1.086$                                                                          | $A = 1.220$                                                                                                                    |
|                                                                                                             | $B = 0.858$                                                                           | $B = 0.877$                                                                              | $B = 0.692$                                                                                          | $B = 0.696$                                                                          | $B = 0.705$                                                                                                                    |
|                                                                                                             | $T = -0.140$                                                                          | $T = -0.099$                                                                             | $T = -0.087$                                                                                         | $T = -0.059$                                                                         | $T = -0.040$                                                                                                                   |
| Very good quality rock mass                                                                                 | $m = 5.5$                                                                             | $m = 5.0$                                                                                | $m = 7.5$                                                                                            | $m = 8.5$                                                                            | $m = 12.5$                                                                                                                     |
| Tightly interlocking undisturbed rock                                                                       | $s = 0.1$                                                                             | $s = 0.1$                                                                                | $s = 0.1$                                                                                            | $s = 0.1$                                                                            | $s = 0.1$                                                                                                                      |
| Tightly interlocking joints at 3 m, CSIR rating 85, NGI rating 100                                          | $A = 0.851$                                                                           | $A = 0.739$                                                                              | $A = 0.848$                                                                                          | $A = 0.883$                                                                          | $A = 0.998$                                                                                                                    |
|                                                                                                             | $B = 0.679$                                                                           | $B = 0.692$                                                                              | $B = 0.702$                                                                                          | $B = 0.705$                                                                          | $B = 0.712$                                                                                                                    |
|                                                                                                             | $T = -0.028$                                                                          | $T = -0.020$                                                                             | $T = -0.013$                                                                                         | $T = -0.012$                                                                         | $T = -0.008$                                                                                                                   |
| Good quality rock mass                                                                                      | $m = 0.7$                                                                             | $m = 1.0$                                                                                | $m = 1.5$                                                                                            | $m = 1.7$                                                                            | $m = 2.5$                                                                                                                      |
| Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1 to 3 m, CSIR rating 65, NGI rating 10 | $s = 0.004$                                                                           | $s = 0.004$                                                                              | $s = 0.004$                                                                                          | $s = 0.004$                                                                          | $s = 0.004$                                                                                                                    |
|                                                                                                             | $A = 0.369$                                                                           | $A = 0.427$                                                                              | $A = 0.501$                                                                                          | $A = 0.525$                                                                          | $A = 0.603$                                                                                                                    |
|                                                                                                             | $B = 0.669$                                                                           | $B = 0.683$                                                                              | $B = 0.695$                                                                                          | $B = 0.698$                                                                          | $B = 0.707$                                                                                                                    |
|                                                                                                             | $T = -0.006$                                                                          | $T = -0.004$                                                                             | $T = -0.003$                                                                                         | $T = -0.002$                                                                         | $T = -0.002$                                                                                                                   |
| Fair quality rock mass                                                                                      | $m = 0.14$                                                                            | $m = 0.20$                                                                               | $m = 0.30$                                                                                           | $m = 0.34$                                                                           | $m = 0.50$                                                                                                                     |
| Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 m, CSIR rating 44, NGI rating 1.0            | $s = 0.0001$                                                                          | $s = 0.0001$                                                                             | $s = 0.0001$                                                                                         | $s = 0.0001$                                                                         | $s = 0.0001$                                                                                                                   |
|                                                                                                             | $A = 0.198$                                                                           | $A = 0.234$                                                                              | $A = 0.280$                                                                                          | $A = 0.295$                                                                          | $A = 0.346$                                                                                                                    |
|                                                                                                             | $B = 0.662$                                                                           | $B = 0.675$                                                                              | $B = 0.688$                                                                                          | $B = 0.691$                                                                          | $B = 0.700$                                                                                                                    |
|                                                                                                             | $T = -0.0007$                                                                         | $T = -0.0005$                                                                            | $T = -0.0003$                                                                                        | $T = -0.0003$                                                                        | $T = -0.0002$                                                                                                                  |

|          |      |
|----------|------|
| Mpa      |      |
| cohesion | 0.38 |

|        |      |         |
|--------|------|---------|
| degree |      | tan phi |
| phi 1  | 21.7 | 0.3981  |

