

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département des Mines et géologie

Memoire de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du Diplôme de Master
Filière : Génie Minier
Option : Exploitation des Mines

Présenté par :
OURABAH Farouk
BOUROUINA Razik

Thème

Étude comparative de la stabilité d'un talus à partir de la méthode de l'équilibre limite et celles des éléments finis. Cas de la carrière de la cimenterie Ain El-Kebira W.Setif.

Soutenu le 13 /07 /2022 devant le jury composé de :

Président	FREDJ Mohamed	M.C.A	U.A.M.Bejaia
Encadrant	BOUKARM Riadh	M.C.B	U.A.M.Bejaia
Examineur	AIT HABIB Zakari	M.A.A	U.A.M.Bejaia

Promotion: 2021-2022

DÉDICACE

Je tiens à remercier toute ma famille plus particulièrement mes chers parents, mes amis et tout ceux qui m'ont poussé à aller de lavant en particulier **Rafik BENCHALLAL** et **Faouzi CHIKHI**

OURABAH Farouk

DÉDICACE

Avant toute chose je tiens à remercier Dieu le tout puissant pour m'avoir donnée force et la patience afin de réaliser ce modeste travail que je dédie à mes parents et à toute ma famille.

BOUROUNA Razik

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tous ceux qui nous ont soutenus pour réaliser ce travail.

Nous tenons à rendre un remerciement avec toute gratitude à notre encadrant monsieur **BOUKARM Riadh** et monsieur **KHERIS Adel** ingénieurs à Ain-El-Kebira, nous sommes très reconnaissants au près de leurs dévouement incontournable.

TABLE DES MATIÈRES

Dédicace	I
Remerciements	III
Liste des figures	VI
Liste des tableaux	VIII
Introduction générale	1
I Généralités sur les massifs rocheux	2
I.1 Introduction	2
I.2 Structure des massifs rocheux	2
I.2.1 Définition de la matrice rocheuse	3
I.2.2 Les catégories des roches	3
I.2.3 Les Propriétés mécanique des roches	3
I.2.4 Comportement mécaniques de la roche	6
I.3 Discontinuité	8
I.3.1 Définition	8
I.3.2 Types des discontinuités	8
I.3.3 Paramètres géométriques d'une discontinuité	11
I.4 Conclusion	12
II Méthodes de calcul de stabilité	13
II.1 Introduction	13
II.2 Méthodes semi-empiriques	13

II.2.1	L'indice de résistance géologique	13
II.2.2	Cote de masse des pentes	14
II.3	Méthode de l'équilibre limite	18
II.3.1	Définition du facteur de sécurité F_s	19
II.3.2	Méthode de BISHOP simplifiée	21
II.3.3	Méthode JANBU simplifiée	22
II.3.4	Méthode de Morgenstern-Price	23
II.3.5	Méthode de Spencer	24
II.4	Méthodes numériques	24
II.4.1	Méthode des éléments finis (MEF)	25
II.4.2	Conception de base : Technique de résolution	26
II.4.3	L'interpolation	27
II.5	Conclusion	28
III	Rapport géographique et géologique du cas d'étude	29
III.1	Introduction	29
III.2	Présentation de l'entreprise	29
III.3	Conditions géologique	30
III.3.1	Situation géographique du gisement d'Ain El Kebira	30
III.4	Stratigraphie de la région	31
III.5	Stratigraphie et lithologie du gisement calcaire	31
III.6	Tectonique du gisement	32
III.7	Caractéristiques hydrogéologiques du gisement	32
III.8	Substances extraites	32
III.9	Conditions minières	32
III.9.1	Régime de travail	32
III.9.2	Dimensions du gisement	33
III.10	Exploitation du gisement	33
III.10.1	Abattage des roches	33
III.10.2	Foration	33
III.10.3	Travaux de tir	33
III.10.4	Types d'explosif	34
III.10.5	Chargement et transport	34
III.11	Évaluation de la Stabilité de la carrière Ain El Kebira	35
III.12	Conclusion	35

IV Modélisation de la stabilité des talus MEDJOUNES 2 (AIN EL KEBIRA)	36
IV.1 Introduction	36
IV.2 Analyse de la stabilité par la Méthode d'équilibre limite	36
IV.2.1 Modèle géotechnique	36
IV.2.2 Résultats et discussion	38
IV.3 Analyse de la stabilité par Méthode des éléments finis	42
IV.3.1 Hypothèses de calcul	43
IV.3.2 Résultats et discussion	44
IV.4 Conclusion	45
Conclusion générale	46
Bibliographie	47

TABLE DES FIGURES

I.1	Représentation schématique des propriétés géométriques principales des discontinuités dans la roche	2
I.2	Essai de compression.	4
I.3	Principe de l'essai brésilien.	5
I.4	Critère de Mohr-coulomb	7
I.5	Les joints d'un bloc fracturé sur le deuxième gradin de Medjounes 2 carrière de Ain-El-Kebira	9
I.6	Zone de faille du premier gradin sur Medjounes 2 carrière Ain-El-Kebira.	9
I.7	Plissement rocheux	10
I.8	Paroi rocheuse des montagnes du Centenaire surélevées au-dessus de la réserve faunique nationale des lacs Red Rock	10
I.9	Schistes rouges	11
II.1	Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse	14
II.2	Exemple d'une rupture circulaire.	18
II.3	Forces considérées en la méthode de Bishop Simplifié.	21
II.4	Force considérée par la méthode de Janbu.	22
II.5	Forces considérées en la méthode de Morgenstern-Price.	23
II.6	Forces considérées en la méthode Spencer.	24
II.7	Destruction d'une structure en élément à partir du modèle géotechnique étudié sur le logiciel Phase 2.	26
III.1	L'entreprise Ain El Kebira	29
III.2	Situation géographique du gisement calcaire d'Ain El Kebira.	30
III.3	Carottage 70 m Ain-El-Kebira	31

III.4 Amorçage de l'exposif.	34
IV.1 Modèle géotechnique de l'étude par Slide	37
IV.2 Étude statistique du facteur de sécurité avec la méthode Bishop Simplifié.	38
IV.3 Étude statistique du facteur de sécurité avec la méthode Janbu Simplifié.	38
IV.4 Étude statistique du facteur de sécurité avec la méthode Spencer.	39
IV.5 Étude statistique du facteur de sécurité avec la méthode Morgenstern-Price.	39
IV.6 Valeurs du coefficient de sécurité pour C et φ minimale	41
IV.7 Valeurs du coefficient de sécurité pour C et φ maximale	42
IV.8 Modèle géotechnique de l'étude par Phase 02.	44
IV.9 SRF Minimale	44
IV.10 SRF Maximale	45

LISTE DES TABLEAUX

II.1	Notes des paramètres du SMR.	16
II.2	Description des classes SMR.	17
II.3	Suggestions de soutènement selon la classe du SMR	17
II.4	Équilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du F	20
II.5	Équilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité.	20
II.6	Éléments géométriques utilisé dans le maillage	27
III.1	Types de chargeuses utilisées dans la carrière.	34
III.2	Type de matériels de transport utilisé dans la carrière.	35
IV.1	Paramètres des calculs MEL.	37
IV.2	Valeurs du F_s	40
IV.3	Paramètres de calculs MEF.	43

INTRODUCTION GÉNÉRALE

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 stabilité des talus des mines reste une des questions principales qui se pose lors des problèmes 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, la qualité de la matrice rocheuse et son milieu discontinu, et d'autre part choisir les méthodes qui conviennent à l'étude de stabilité du site.

La présente étude se propose d'étudier la stabilité des talus de la carrière du nouveau site (Medjounes 2) du 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 avec ces composantes, à savoir la matrice rocheuse et la discontinuité qui porte une influence importante sur la stabilité du massif.

Le second chapitre est consacré pour étudier les différentes méthodes de stabilité des talus dans son volet théorique et leurs hypothèses.

Le troisième chapitre traite la présentation du rapport géologique du site minier.

Dans le quatrième chapitre nous procéderons à la modélisation de la stabilité des talus à partir de la méthode d'équilibre limite par slide, puis la méthode des éléments finis par phase 02, ainsi avoir une analyse comparative entre les deux méthodes utilisées après avoir obtenus les résultats finals.

Et nous terminerons par une conclusion générale, dans laquelle nous étalerons sur les résultats obtenus par rapport à l'état de stabilité de la carrière.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS SUR LES MASSIFS ROCHEUX

I.1 Introduction

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

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

I.2 Structure des massifs rocheux

Les massifs rocheux sont des structures très complexes, ils sont assimilés à un assemblage de blocs appelés matrice rocheuse lesquels sont délimités par des discontinuités constituées de fissures, de fractures ou de failles ou encore de limites stratigraphiques. Le comportement mécanique des massifs rocheux est un facteur déterminant dans le dimensionnement des ouvrages qui y sont exécutés. Afin de comprendre, expliquer et modéliser ce comportement, il est nécessaire de connaître la structure géométrique ou plus précisément le modèle de distribution géométrique des fractures, ainsi que les propriétés mécaniques de chacune des composantes que sont la matrice rocheuse et les discontinuités. [1]

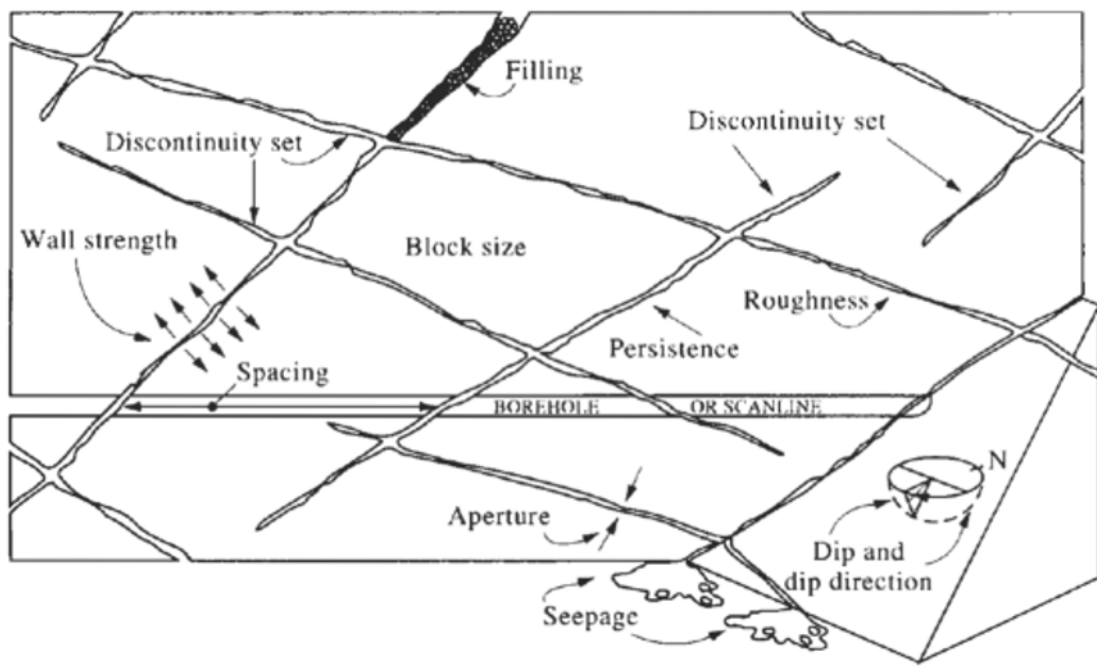


FIGURE I.1 – Représentation schématique des propriétés géométriques principales des discontinuités dans la roche [2]

I.2.1 Définition de la 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.[3]

I.2.2 Les catégories des roches

- **Les roches magmatiques** : sont formées lorsque la roche fondue (magma) se refroidit et se solidifie, avec ou sans cristallisation.
- **Les roches sédimentaires** : se forment à partir des autres roches. Le processus de formation d'une roche sédimentaire est composé des étapes suivantes :
 - ✧ Altération des matériaux à partir d'autres roches (roches mères)
 - ✧ Transport des matériaux
 - ✧ Sédimentation
 - ✧ Lithification (Diagénèse)
- **Les roches métamorphiques** : La roche métamorphique est une nouvelle roche transformée à partir d'une roche existante, par métamorphisme - changements dus à l'augmentation de la température et à la pression. La roche existante peut être une roche sédimentaire, une roche ignée ou une autre roche métamorphique plus ancienne.

I.2.3 Les Propriétés mécanique des roches

I.2.3.1 Résistance à la compression

La résistance à la compression correspond au rapport de la contrainte normale sur la surface appliquée **Figure I.2**; et se détermine par la formule suivante [4] :

$$R_c = \frac{F_{\max}}{S} \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad (\text{I.1})$$

Où :

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

S : La surface sur laquelle l'effort est appliqué [cm²].

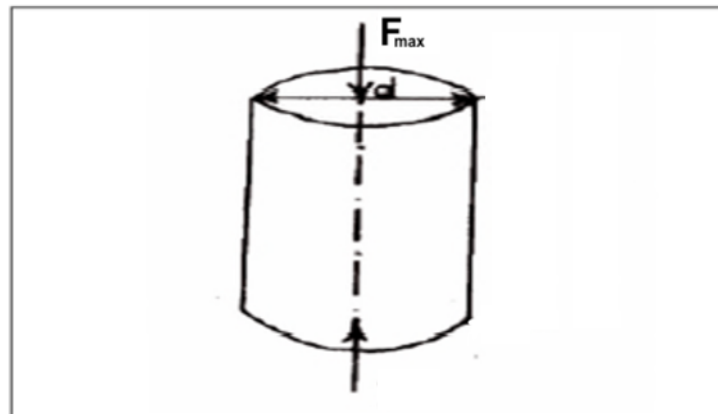


FIGURE I.2 – Essai de compression.

On peut déterminer la résistance à la compression en fonction de la dureté par la corrélation de PROTODIAKONOV suivante :

$$f = \frac{R_c}{100} \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad (\text{I.2})$$

$$R_c = 100 \times f \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad (\text{I.3})$$

I.2.3.2 Résistance à la traction (réduction à l'essai brésilien)

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. [5]

L'éprouvette doit avoir un élancement $\left(\frac{H}{D}\right)$ égal à 0.5 de manière à générer une traction uniforme et homogène **Figure I.3**. 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 :

$$R_t = \frac{2F}{\pi HD} \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad (\text{I.4})$$

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

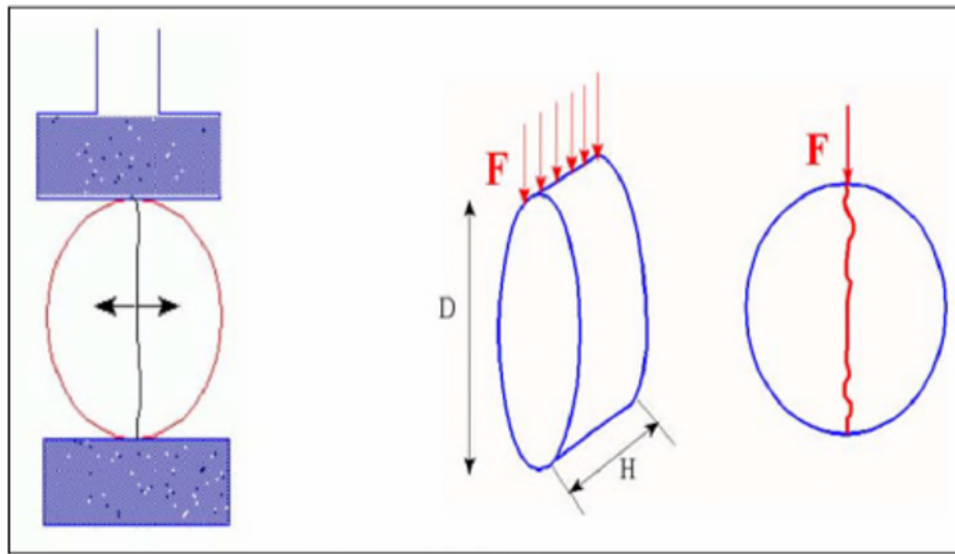


FIGURE I.3 – Principe de l'essai brésilien.

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 :

$$R_t = (0,08 \div 0,12) \times R_c \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad (\text{I.5})$$

I.2.3.3 Résistance au cisaillement

Approximativement elle est déterminée par rapport à la résistance à la compression par la formule suivante [6] :

$$R_{\text{cis}} = \frac{R_c}{3} \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad (\text{I.6})$$

I.2.3.4 Angle de frottement interne (φ)

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

$$\varphi = \arcsin \frac{R_c - 4R_t}{R_c - 2R_t} [^\circ] \quad (\text{I.7})$$

R_c : Résistance à la compression, [kgf/cm²];

R_t : Résistance à la traction, [kgf/cm²].

I.2.3.5 Cohésion (C)

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

$$C = \frac{R_c \times R_t}{\sqrt{R_c \times R_t - 3R_t^2}} \text{ [kPa]} \quad (\text{I.8})$$

I.2.4 Comportement mécaniques de la roche

I.2.4.1 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.2.4.2 La plasticité

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

Dans les conditions ordinaires les roches solides ne sont pas plastiques. La plasticité se manifeste dans les roches saturées par l'eau.

L'élasto-plasticité varie en fonction de la cohésion (C) et l'angle de frottement φ .

I.2.4.3 Critères de rupture

Critère de rupture de Mohr Coulomb.

La théorie de **Mohr-Coulomb** est un modèle mathématique décrivant la réponse des matériaux fragiles tels que le béton, ou des agglomérats lâches, aux contraintes de cisaillement ainsi qu'au stress normal.

La plupart des matériaux d'ingénierie classiques suivent cette règle dans au moins une partie de leur enveloppe qui se rompt par cisaillement.

En géotechnique, la théorie est utilisée pour définir la résistance au cisaillement des sols et des roches à différents états de contrainte effective.

En ingénierie des structures, elle est utilisée pour déterminer la charge de rupture ainsi que l'angle de rupture d'une fracture de déplacement dans des matériaux tels le béton.

L'hypothèse de frottement de Coulomb est utilisée pour déterminer la combinaison de la contrainte normale et de la contrainte de cisaillement qui va engendrer une fracture du matériau **Figure I.4**.

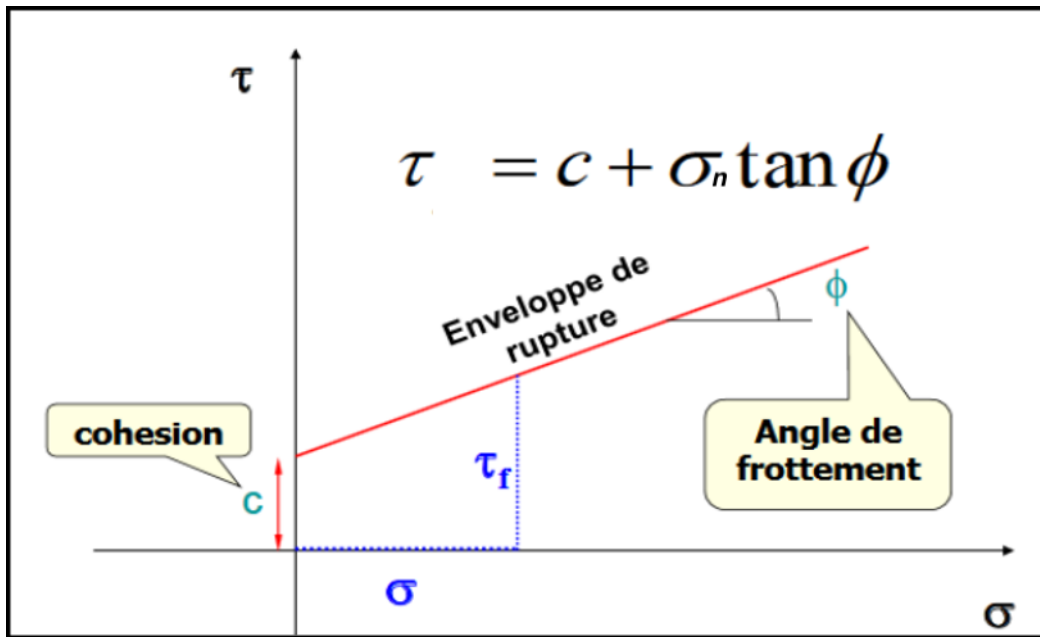


FIGURE I.4 – Critère de Mohr-coulomb [7]

Le critère de rupture de **Mohr-Coulomb** représente l'enveloppe linéaire qui est obtenue par le rapport entre la contrainte de cisaillement d'un matériau et la contrainte normale :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + C \quad [kgf/cm^2] \quad (I.9)$$

τ : Contrainte de cisaillement.

σ_n : Contrainte normale.

C : Cohésion.

φ : Angle de frottement interne.

Critère de rupture Hoek et Brown

Le critère de Mohr coulomb n'est pas le seul à caractériser le comportement de la roche en phase plastique. En fait, comme nous l'avons déjà mentionné, il est l'un des plus employés en termes de modélisation et de calcul des ouvrages. Parmi d'autres critères dont la présence dans la littérature est assez répandue, on mentionne celui de Murell [8] et de Hoek-Brown [9]. L'emploi de ce dernier ne se limite pas à la modélisation du comportement d'une roche saine mais aussi à des massifs fracturés à caractère isotrope.

C'est un critère parabolique bien adapté au comportement mécanique des roches, couramment utilisé pour ces matériaux.

Pour les échantillons intacts, le critère Hoek & Brown est de la forme :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \times \left[\frac{m_b \sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a \quad (\text{I.10})$$

Dans cette expression : Où :

σ_c : Résistance en compression uniaxiale de la roche ;

σ_1 : Résistance du massif pour une contrainte de confinement σ_3 . σ_{ci} est la résistance à la compression uniaxiale de la roche dans le massif rocheux.

a : Paramètre généralement égal à 0,5

m_b et s : Paramètres qui changent avec le type de roche et la qualité du massif. Pour $a = 0,5$:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{(m_b \sigma_3 \sigma_c + s \sigma_c)}. \quad (\text{I.11})$$

I.3 Discontinuité

I.3.1 Définition

Les discontinuités confèrent à la MDR sa principale originalité et leur description en est une partie essentielle. Elles jouent un rôle plus important que les propriétés de la roche étudiée au laboratoire. Résistance à la traction nulle, résistance au cisaillement plus faible et conductivité hydraulique plus grande. La description des massifs rocheux est essentiellement structurale et porte sur les modes d'assemblage des blocs. [10]

I.3.2 Types des discontinuités

I.3.2.1 Les joints

Les joints et les diaclases sont les principales discontinuités des roches **Figure I.5**. Ce sont des fractures de la roche, issues d'une rupture par compression, traction ou cisaillement liée aux mouvements tectoniques.



FIGURE I.5 – Les joints d’un bloc fracturé sur le deuxième gradin de Medjounes 2 carrière de Ain-El-Kebira

I.3.2.2 Les failles

Les failles **Figure I.6**, sont des fractures planes de la roche qui mettent en évidence un mouvement relatif .

Les failles ont différentes échelles, leur longueur varie d’une dizaine de centimètres à plusieurs centaines de kilomètres. Les failles ne consistent généralement pas en une fracture simple et nette, elles forment souvent des zones de failles.



FIGURE I.6 – Zone de faille du premier gradin sur Medjounes 2 carrière Ain-El-Kebira.

I.3.2.3 Les plis

Le pli est le résultat de la flexion d'une strate rocheuse sous l'effet d'une force tectonique ou d'un mouvement **Figure I.7**.



FIGURE I.7 – Plissement rocheux [11]

I.3.2.4 Stratification

Du moment que les roches sédimentaires sont formées en couches (strates), les interfaces entre couches ont reçu le nom de plans de stratification. Un plan de stratification représente donc une discontinuité séparant différentes roches **Figure I.8**.



FIGURE I.8 – Paroi rocheuse des montagnes du Centenaire surélevées au-dessus de la réserve faunique nationale des lacs Red Rock [12]

I.3.2.5 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 **Figure I.9**.



FIGURE I.9 – Schistes rouges [13]

I.3.3 Paramètres géométriques d'une discontinuité

Beaucoup de discontinuités sont le résultat d'une ou plusieurs actions mécaniques que le massif a subi au cours de son histoire tectonique. À 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 [14] :

❖ **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.

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

penne.

✧ **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.

✧ **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.

✧ **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.

I.4 Conclusion

Les massifs rocheux sont présentés comme un milieu discontinu, composé de discontinuités et de la matrice rocheuse.

La présence des discontinuités peut avoir une grande influence sur le comportement mécanique, hydraulique et sur la stabilité du massif et notamment les talus.

L'étude des massifs rocheux s'appuie donc non seulement sur la caractérisation de la roche saine, mais également la caractérisation des discontinuités.

CHAPITRE II

MÉTHODES DE CALCUL DE STABILITÉ

II.1 Introduction

Les calculs de la stabilité des talus doivent être effectués pour s'assurer que les forces stabilisatrices sont suffisamment supérieures aux forces qui tendent à provoquer un glissement. L'objectif d'un calcul de stabilité est de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur.

À cet effet, les calculs de stabilité s'étalent sur trois méthodes principales à savoir les méthodes semi-empirique, les méthodes d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis.

II.2 Méthodes semi-empiriques

On distingue plusieurs systèmes de classification des roches ont été développés pour être utilisés en génie civil et génie minier, principalement sur la base de la fissuration et du comportement mécanique de ces masses rocheuses. Ces systèmes sont largement utilisés en ingénierie, la méthode de classification à ciel ouvert qu'on va baser en ce passage est la suivante [15] :

II.2.1 L'indice de résistance géologique

Le GSI (Geological Strength Index) (Hoek et Brown [9]) est un nombre sans dimension déterminé empiriquement, compris entre 5 et 85, qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI est donc basée sur l'observation directe de la structure de la masse rocheuse.

La **Figure II.1** présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masse rocheuse, et d'estimer la valeur du GSI à partir des états de surface des discontinuités et de leurs structures.

Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité (pour lesquels la résistance de la masse est égale à celle de la matrice rocheuse). Cependant, en raison du manque de paramètres mesurables plus représentatifs, et de la largeur des intervalles permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités, seules des gammes de valeurs peuvent être estimées à partir de la classification.[16]





<p>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE</p> <p>A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation.</p>		<p>CONDITIONS DE SURFACE</p>						
<p>STRUCTURE</p>		<p>QUALITÉ DÉCROISSANTE</p>						
<p>AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DÉCROISSANT</p>		<p>TRES BONNES Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses</p>	<p>BONNES Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées</p>	<p>MOYENNES Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées</p>	<p>PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux</p>	<p>TRES PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique</p>		
 <p>FRACTURÉE – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p>	80	70	60	50	40	30	20	10
 <p>TRÈS FRACTURÉE – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p>								
 <p>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec plures et/ou failles</p>								
 <p>DÉSINTÉGRÉE – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>								

FIGURE II.1 – Estimation du GSI à partir d’une description géologique de la masse rocheuse [9]

II.2.2 Cote de masse des pentes

Afin d’évaluer la stabilité des pentes rocheuses, Romana [17] a proposé une classification systématique appelée le système "Slope Mass Rating" (SMR). Il est dérivé de BIENIAWSKI (RMR) en soustrayant un facteur d’ajustement de la relation joint-pente et en ajoutant un facteur basé sur

la méthode d'excavation. [18]

$$SMR = RMR_{\text{base}} + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad (\text{II.1})$$

Où :

F_1, F_2 et F_3 : sont des facteurs d'ajustement liés à l'orientation des joints par rapport à l'orientation des pentes, et F_4 est le facteur de correction.

- ✧ F_1 dépend de parallélisme entre les articulations et la face de la pente. Il va de 0,15 à 1,0. Il est de 0,15 lorsque l'angle entre le plan de joint critique et la face de la pente est supérieur à 30, et la probabilité de défaillance est très faible ; il est de 1,0 lorsque l'orientation est parallèle. La valeur de F_1 a été établie empiriquement. Par la suite, il a été constaté correspond approximativement à la relation suivante :

$$F_1 = (1 - \sin A)^2 \quad (\text{II.2})$$

Où :

A désigne l'angle entre les frappes de la face de la pente (p) et celle des articulations (A_j), soit (comme α_j).

- ✧ F_2 se réfère à l'angle d'inclinaison commune (β_j) dans le mode de défaillance plane. Ses valeurs varient également de 0.15 à 1,0 pour des joints avec un creux supérieur à 45°. Pour le mode renversement de défaillance, F_2 reste égale à 1.

$$F_2 = \tan^2 \beta_j \quad (\text{II.3})$$

F_3 fait référence à la relation entre la pente et l'inclinaison du joint. En cas de planéité insuffisante, F_3 se réfère à la probabilité d'un joint dans la pente. Lorsque la pente et le joint sont parallèles, les conditions sont dites "passables" et si la pente de l'inclinaison est supérieure de 10° à celle du joint, les conditions sont dites "très défavorables". Pour les dommages par renversement, la condition défavorable dépend de la somme de l'inclinaison du joint et de la pente β_j .

Les valeurs des facteurs d'ajustement F_1 , F_2 et F_3 pour différentes orientations communes sont donnés dans le tableau **II.1**

- ✧ F_4 s'agit de l'adaptabilité de la méthode d'excavation. Il s'agit de pentes naturelles, ou de pentes coupées par pré-fissuration, dynamitage lisse, dynamitage normal, mauvais dynamitage et excavation mécanique.

TABLE II.1 – Notes des paramètres du SMR. [17]

SMP = RMR_{base} + (F₁ × F₂ × F₃) + F₄					
Facteur d'ajustement liée aux joints (F ₁ , F ₂ , F ₃)	α_j : Direction du pendage des joint ; β_j : Pendage du joint ; α_s : Direction du pendage du talus ; β_s : Pendage du talus.				
	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
F₁ = (1 - sinA)²					
Rupture plane $ \alpha_j - \alpha_s $	> 30°	30° - 20°	20° - 10°	10° - 5°	< 5°
Basculement $ \alpha_j - \alpha_s - 180° $					
Valeur de F₁	0,15	0,4	0,7	0,85	1
F₂ = tan² β_j					
$ \beta_j $	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 40°	> 45°
Valeur de rupture plane	0,15	0,4	0,7	0,85	1
Basculement	1				
F₃ est l'ajustement de BIENAWSKI pour l'orientation des joints					
Rupture place $ \beta_j - \beta_s $	> 10°	10° - 0°	0°	0° - (-10°)	< (-10°)
Basculement $ \beta_j + \beta_s $	< 110°	110° - 120°	> 120°	-	-
Valeur de F₃	0	-6	-25	-50	-60
F₄ est la valeur empirique de la méthode d'excavation					
Méthode d'ajustement	Talus naturels	Prédécoupage	Sablage doux	Explosif ou mécanique	Grenailage défectueux
Valeur de F₄	15	10	8	0	-8

Une valeur de SMR est calculée pour chaque couche de discontinuités. Finalement la plus petite valeur est retenue pour quantifier la globalité du talus.

TABLE II.2 – Description des classes SMR.[17]

Description des classes SMR										
Classes	V_a	V_h	IV_a	IV_h	III_a	III_h	II_a	II_h	I_a	I_h
Description	Très mauvais		Mauvais		Moyen		Bien		Très bien	
Stabilité	Complètement instable		Instable		Partiellement stable		Stable		Complètement stable	
Rupture	Grand plan		Plan ou grand dièdre		Quelques joints ou Beaucoup de dièdre		Quelques blocs		Aucune	
Support	Ré excavation		Importante corrective		Systématique		Occasionnel		Aucune	

À partir du SMR, la stabilité de la pente peut alors être estimée et une méthode de renforcement (ancrages, boulons, béton projeté, etc.) peut être recommandée.

TABLE II.3 – Suggestions de soutènement selon la classe du SMR [18]

Classe de SMR	Valeur de SMR	Suggestion de soutènement
I_a	91 – 100	Aucun
I_h	81 – 90	Scaling
II_a	71 – 80	Boulonnage
II_h	61 – 70	Système de boulonnage
III_a	51 – 60	Boulonnage systématique, et béton projeté
III_h	41 – 50	Boulonnage systématique, ancrage, béton projeté, et mur de soutènement
IV_a	31 – 40	Béton projeté renforcé, mur de soutènement, ou excavation et drainage
IV_h	21 – 30	Béton projeté renforcé, mur de soutènement, ou excavation et drainage profond
V	11 – 20	Mur ancré, excavation

II.3 Méthode de l'équilibre limite

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le coefficient de sécurité associé à savoir [19] :

- ✧ Méthode de Fellenius 1936.
- ✧ Méthode simplifiée de Bishop 1954.
- ✧ Méthode simplifiée de Janbu 1956.
- ✧ Méthode Morgenstern-Price 1965.
- ✧ Méthode de Spencer 1967.
- ✧ Méthode suédoise modifiée.
- ✧ Méthode Sarma 1979.
- ✧ Méthode des cales (The Wedge Method).

Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- ✧ La surface critique ;
- ✧ Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface ;
- ✧ Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) à partir des équations d'équilibre.

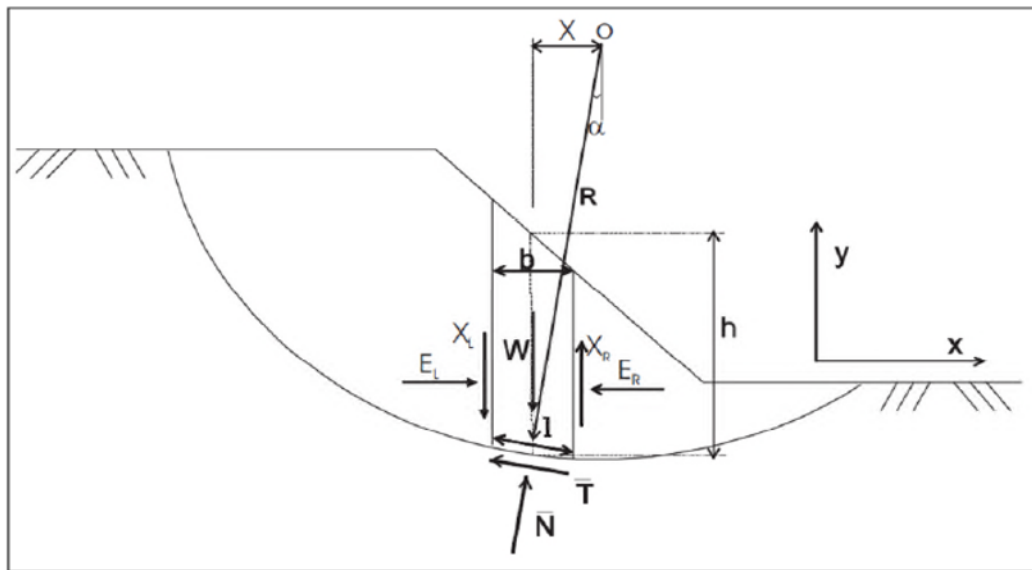


FIGURE II.2 – Exemple d'une rupture circulaire.

W : poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h ;

N et T : composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche ;

X, E : composantes verticales et horizontale des forces inter tranches ;

b : épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos \alpha$) ;

α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale ;

R : rayon du cercle de rupture de centre o ;

l : longueur du plan de glissement de la tranche ;

x : bras de levier du poids des terres.

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit :

- ✧ Soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par F_m ;

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \varphi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II.4})$$

- ✧ Soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse du sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par F_f .

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \quad (\text{II.5})$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [20] montre que F_m est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches.

Pour trouver les deux facteurs de sécurité F_m et F_f , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. À titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses après avoir présenté le facteur de sécurité F_s :

II.3.1 Définition du facteur de sécurité F_s

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement. [21]

$$F = \frac{\sum \text{moments des forces résistants du mouvement}}{\sum \text{moments des forces provoquant le mouvement}} \quad (\text{II.6})$$

En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité on peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau ci-après :

TABLE II.4 – Équilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du F . [21]

Facteur de sécurité F	État de l'ouvrage
$F < 1$	Non stable
$F = 1$	Stabilité limité
$1 < F < 1,25$	Sécurité contestable
$1,25 < F < 1,4$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants mais c'est une sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert
$F > 1,4$	Sécurité satisfaisante

À l'issue des expériences une classification a été proposée par la société internationale de la mécanique des roches qui est la suivante :

TABLE II.5 – Équilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité. [21]

$F < 1$	Talus instable
$1 < F < 1,5$	Glissement possible
$F > 1,5$	Généralement stable

Le coefficient F 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 du bord.
- ✧ Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physicomécaniques 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 fissure.
- ✧ L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

II.3.2 Méthode de BISHOP simplifiée

La méthode simplifiée de Bishop est très courante dans la pratique pour les surfaces de cisaillement circulaire. Cette méthode prend en compte les forces normales entre les tranches mais néglige les forces de cisaillement entre les tranches **Figure II.3**.

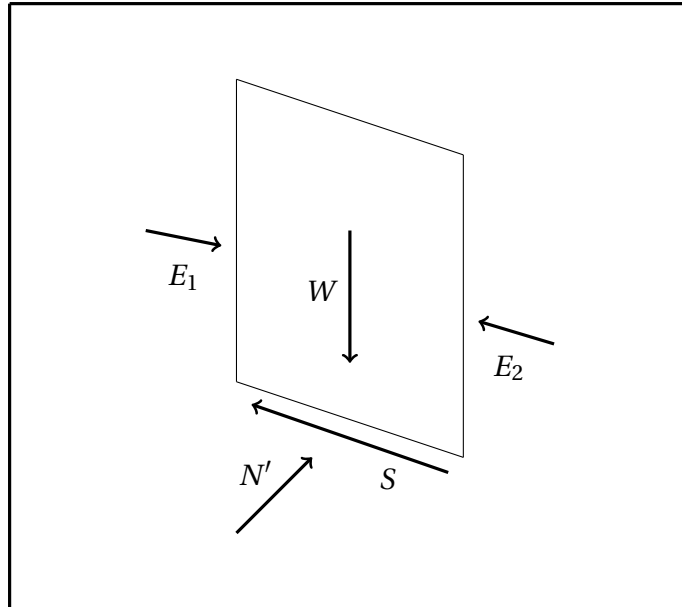


FIGURE II.3 – Forces considérées en la méthode de Bishop Simplifié.

Elle satisfait en outre à l'équilibre des forces verticales pour déterminer la force normale de base effective (N'), qui est donné par : [22]

$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \sum \left(W - \frac{c' \times l \times \sin \alpha}{F} - u \times l \times \cos \alpha \right) \quad (\text{II.7})$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \frac{\tan \varphi'}{F} \right) \quad (\text{II.8})$$

Où :

W : Poids de la masse glissante ;

u : pression interstitielle ;

l : longueur de base de tranche ;

α : angle d'inclinaison de la surface au milieu de la tranche ;

c' : et φ' cohésion et angle de frottement respectivement en termes de contrainte effective ;

F : facteur de sécurité.

Le facteur de sécurité est basé sur l'équilibre des moments et calculé par :

$$F_m = \frac{\sum (c' \times l + N' \tan \varphi')}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II.9})$$

En résumé, la méthode de bishop simplifié :

- ✧ Satisfait l'équilibre des moments pour le facteur de sécurité ;
- ✧ Satisfait l'équilibre des forces verticales pour N ;
- ✧ Tient compte de la force normale entre les tranches ;
- ✧ Plus courant dans la pratique ;
- ✧ S'applique surtout aux surfaces de glissement circulaire.

II.3.3 Méthode JANBU simplifiée

La méthode simplifiée de Janbu est basée sur une surface de cisaillement composée (Non circulaire). Et le facteur de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales, comme dans la méthode précédente la méthode prend en compte les forces normales (E) entre les tranches, mais néglige les forces de cisaillement (τ) **Figure II.4**.

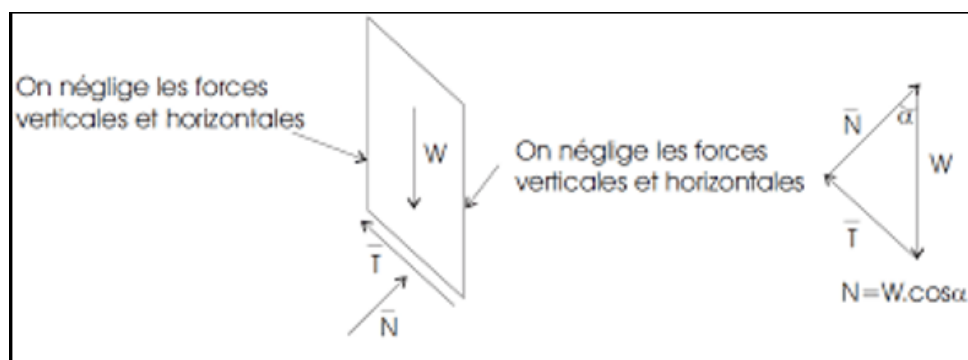


FIGURE II.4 – Force considérée par la méthode de Janbu.

La force normale de base (N) est déterminée de la même manière que dans la méthode de bishop simplifié, et le facteur de sécurité est calculé comme suite : [23]

$$F_f = \frac{\sum (c' \times l + (N' - u \times l) \tan \varphi') \sin \alpha}{\sum W \tan \alpha + \sum \Delta E} \quad (\text{II.10})$$

Où :

$\Delta E = E_2 - E_1$: forces normales nettes entre les tranches (zéro s'il n'y a pas de force Horizontale).

En résumé :

- ✧ Satisfait l'équilibre de la force verticale pour N ;
- ✧ Tient compte de la force normale entre les tranches ;
- ✧ Plus courant dans la pratique ;
- ✧ S'applique surtout aux surfaces de glissement circulaire.

II.3.4 Méthode de Morgenstern-Price

Elle satisfait également aux équilibres de force et de moment et suppose la fonction de force interslice. Selon cette méthode, l'inclinaison de la force entre les tranches peut varier avec une fonction arbitraire **Figure II.5**; [24]

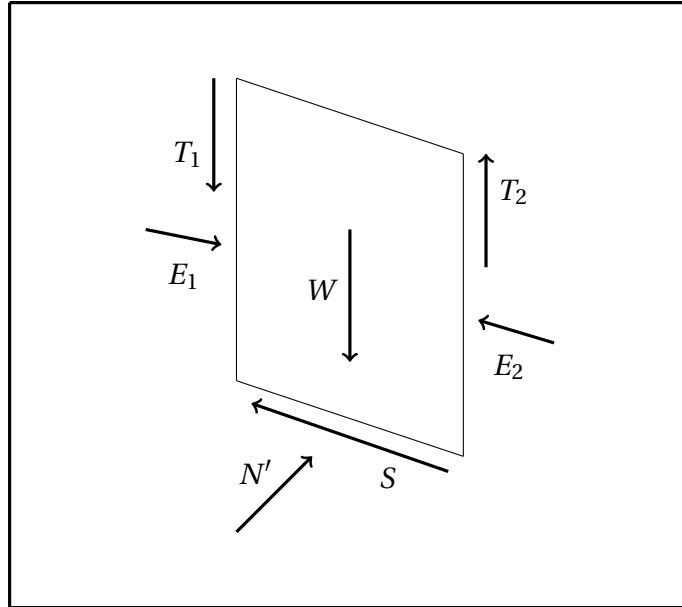


FIGURE II.5 – Forces considérées en la méthode de Morgenstern-Price.

$$T = f(x)\lambda E \quad (\text{II.11})$$

Où :

$f(x)$: fonction de force intercalaire qui varie continuellement le long de la surface de glissement ;
 λ : facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode suggère de supposer n'importe quel type de fonction de force, par exemple demi-sinusoïdale, trapézoïdale ou défini par l'utilisateur. Les relations pour la force normale de base (N) et les forces intercalaires (E , T) sont les mêmes que celles données, les forces intercalaires sont calculées par une procédure d'itération jusqu'à ce que le F_f soit égale à F_m .

$$F_f = \frac{\sum (c' \times l + (N - u \times l) \tan \varphi') \sin \alpha}{\sum (W - (T_2 - T_1) \tan \alpha + \sum \Delta E)} \quad (\text{II.12})$$

$$F_m = \frac{\sum (c' \times l + N' \tan \varphi')}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II.13})$$

En résumé, la méthode de Morgenstern-Price ;

- ✧ Prend en compte les deux forces intercalaires ;
- ✧ Suppose une fonction de force intercalaire ;
- ✧ Permet de sélectionner la fonction de force intercalaire ;
- ✧ Calcule le facteur de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments.

II.3.5 Méthode de Spencer

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de **Morgenstern and Price**, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante ($f(x) = 1$), et que l'angle d'inclinaison (θ) est constant dans toutes les tranches. Spencer a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire, en 1973, on l'avait développé pour une surface non circulaire. [25]

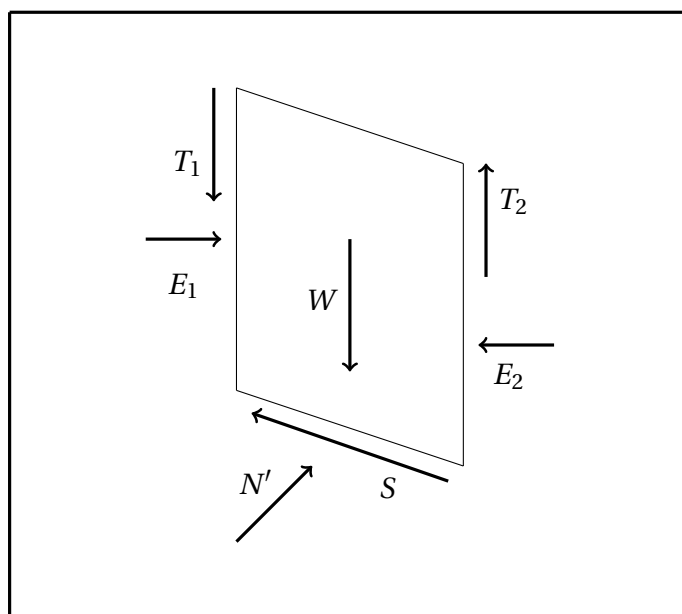


FIGURE II.6 – Forces considérées en la méthode Spencer.

II.4 Méthodes numériques

Les études de stabilité sont souvent réalisées pour des excavations de géométries complexes situées dans un massif possédant des caractéristiques complexes. Les méthodes conventionnelles, bien qu'adéquates pour certaines situations, impliquent souvent des simplifications importantes ne permettant pas de bien cerner les mécanismes clés. Les méthodes numériques par contre, permettent le transfert de notions géologiques et géométriques en plus de tenir compte de paramètres essentiels souvent ignorés lors des amplifications. Ainsi, l'anisotropie du matériel, le comportement non linéaire, les familles de fractures, les contraintes in situ et la présence de paramètres tels

que les vibrations, les séismes (analyse dynamique) et les écoulements d'eau souterraine peuvent être intégrés en vue de recréer les mécanismes d'instabilités. Ces méthodes permettent l'analyse en deux ou trois dimensions. Enfin, un des grands avantages de la modélisation numérique par rapport aux autres méthodes est qu'elle permet le calcul des déplacements et des déformations. Pour l'analyse des contraintes et des déformations autour d'une excavation. [26]

Les principales méthodes numériques utilisées sont :

- ✧ Méthode des éléments finis.
- ✧ Méthode des différences finies.
- ✧ Méthode des différences divisées.
- ✧ Méthode des volumes finis.

Nous allons opter pour la méthode des éléments finis sur notre travail, à cause de sa persévérance dans les calculs mathématique et notamment sa précision de détecter l'exactitude des résultats.

II.4.1 Méthode des éléments finis (MEF)

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.[27] voir **Figure II.4.**

II.4.1.1 Application de la MEF au calcul des ouvrages

La MEF est une méthode numérique décrivant les phénomènes physiques réels de l'ingénierie par des équations différentielles. Elle nécessite un grand nombre de calculs, la raison pour laquelle on s'adapte la programmation numérique (Logiciel) pour la résolution de ces équations, parmi les logiciels existants, on a opté pour phase2 L'analyse par la MEF consiste à diviser la structure physique à étudier, en composant distincts, appelés éléments finis qui constituent le maillage. Ces éléments liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds.

On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble les parties, en tant qu'objet continu.

Cette méthode est récente, elle est d'un caractère pluridisciplinaire, elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- **Mécanique des milieux continus (MMC)** : Élasticité, résistance des matériaux dynamique, plasticité etc ;
- **Informatique appliquée** : Technique développement et de maintenance de grand logiciel ;
- **Analyse numérique** : Méthodes d'approximation, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs etc.

II.4.2 Conception de base : Technique de résolution

La MEF est basé sur deux principes fondamentaux : [28]

II.4.2.1 La discrétisation

La MEF consiste, à discrétiser le milieu continu réel à étudier, en sous-domaines réguliers imaginaires, appelés éléments finis, qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre fini de points dits "nœuds" (les sommets, les arrêtes des éléments). ces points nodaux transmettent les efforts d'un élément à l'autre.

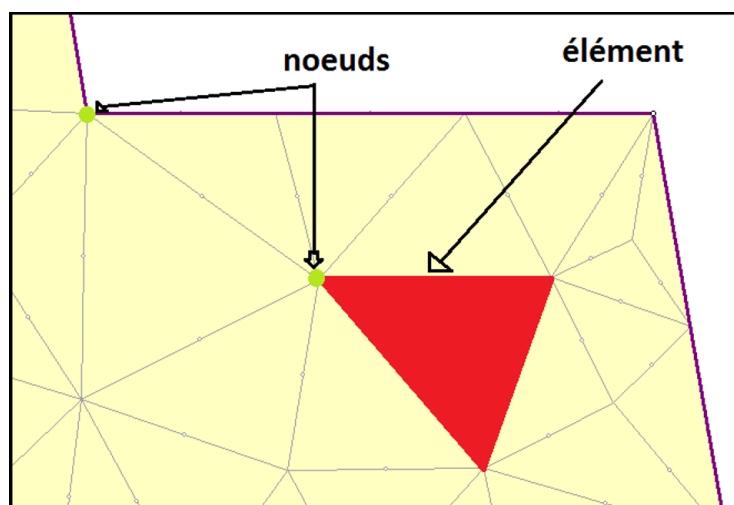











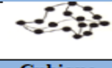








FIGURE II.7 – Destruction d'une structure en élément à partir du modèle géotechnique étudié sur le logiciel Phase 2.

II.4.2.2 Éléments géométriques

L'ensemble des éléments ou maillage doit constituer un recouvrement du domaine de calcul. En $1D$, les éléments utilisés sont l'élément poutre et l'élément barre. En $2D$, les éléments utilisés sont des triangles et des quadrangles. En $3D$, des tétraèdres, des prismes, des cubes et parfois des pyramides.

TABLE II.6 – Éléments géométriques utilisé dans le maillage

Eléments à une dimension				
		Linéaire	Quadratique	Cubique
Eléments à deux dimensions	Eléments triangulaires			
		Linéaire	Quadratique	Cubique
	Eléments Quadrilatéraux			
		Linéaire	Quadratique	Cubique
Eléments trois dimensions	Eléments Tétraédriques			
		Linéaire	Quadratique	Cubique
	Eléments hexaédriques			
		Linéaire	Quadratique	Cubique
	Eléments Prismatique			
		Linéaire	Quadratique	Cubique

II.4.3 L'interpolation

Le comportement de chaque élément est décrit par des équations algébriques, ces équations sont des équations d'équilibres des nœuds. La qualité de champ déplacement dans un élément est déterminée en fonction des déplacements des nœuds. En connectant les éléments ensemble, la qualité de champ devient interpolée sur l'entier de la structure.

Ces équations sont décrites sous forme matricielle par :

$$\{F\} = [K] \times \{\delta\} \quad (\text{II.14})$$

Où :

F : vecteur des chargements, (connu, ex : matrice des force nodales) ;

K : matrice des constantes (connue, ex : matrice de rigidité) ;

δ : vecteur d'inconnus (valeur de la quantité de champ dans les nœuds, ex : vecteur des déplacements).

La résolution d'un problème de structure consiste à étudier trois champs vectoriels, ainsi que leur relation :

Le champ de contrainte est noté σ

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{21} & \sigma_{31} \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} & \sigma_{32} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \approx \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{13} \end{bmatrix} \quad (\text{II.15})$$

Pour quoi on a choisi la méthode des éléments finis :

La méthode aux éléments finis est la méthode, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes. Elle nécessite :

- ✧ La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- ✧ Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.

Elle permet :

- ✧ D'effectuer les calculs d'écoulement.
- ✧ De simuler toutes les phases de travaux.
- ✧ De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain

II.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différentes méthodes d'analyse de la stabilité à savoir la méthode semi-empiriques (GSI, SMR), méthode d'équilibre limites (Bishop simplifier, Janbu simplifier, Morgenstern-Price, et Spencer), et les méthodes numériques.

Chaque méthode présente ces avantages et ces inconvénients.

CHAPITRE III

RAPPORT GÉOGRAPHIQUE ET GÉOLOGIQUE DU CAS D'ÉTUDE

III.1 Introduction

Notre site d'étude est un gisement de calcaire à ciel ouvert situé à Ain-El-Kebira, cette mine à ciel ouvert tient compte la stabilité des talus, en prenant tous les paramètres géomécaniques, ainsi la stratigraphie, la lithologie, et la tectonique du site.

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

III.2 Présentation de l'entreprise

La société des ciments d'Ain El Kebira 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 Kebira, dont les coordonnées géographiques :

- ✧ Longitude (Greenwich) $5^{\circ} 27' E$,
- ✧ Latitude nord $36^{\circ} 20'$
- ✧ 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 III.1 – L'entreprise Ain El Kebira

III.3 Conditions géologique

III.3.1 Situation géographique du gisement d'Ain El Kebira

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.
- ✧ À l'Est par la wilaya de Mila.
- ✧ Au Sud par les wilayas de Batna et M'silla.
- ✧ À l'Ouest par la wilaya de Bordj Bou Arreridj.

Le périmètre du calcaire "Djebel Medjounes" correspond à la partie sud et sud-est de la montagne Medjounes, Il est situé à 22 *km* au nord-est de la province de Sétif et à 6 *km* de la ville d'Ain El Kebira.

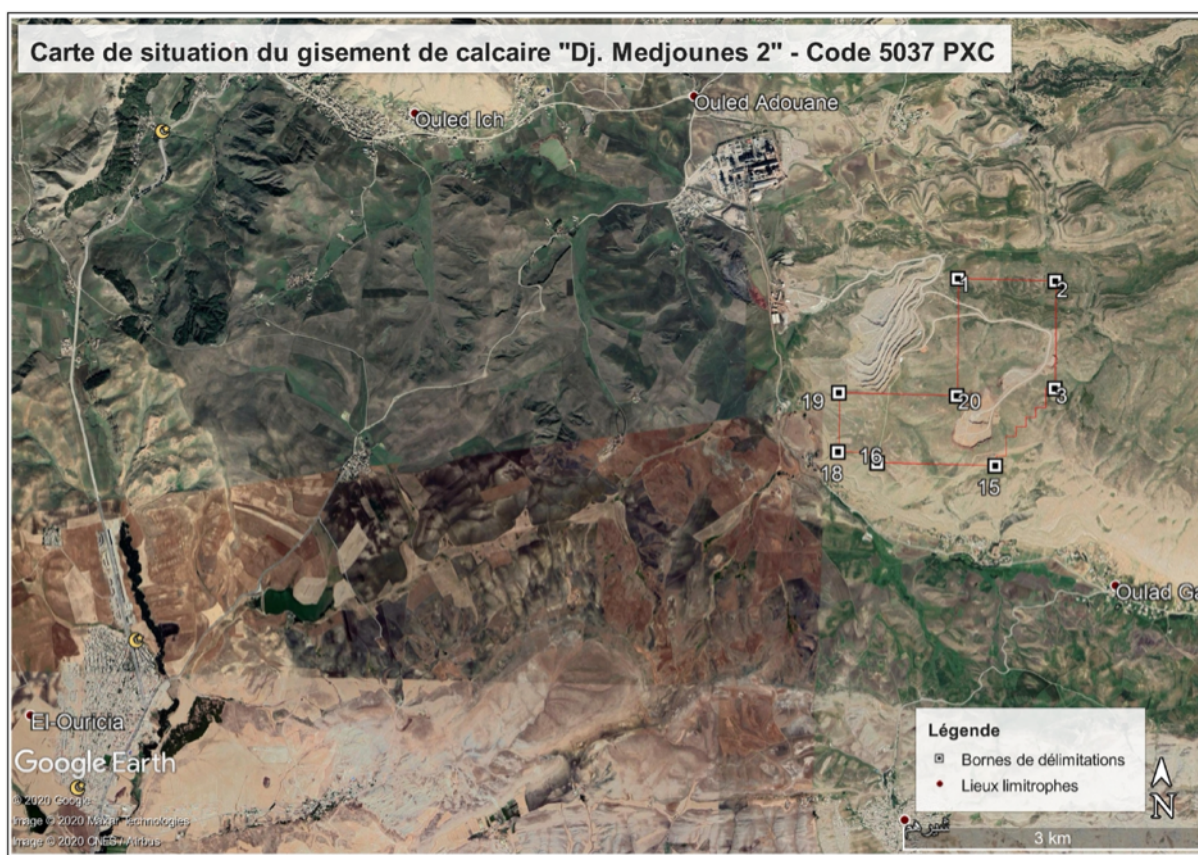


FIGURE III.2 – Situation géographique du gisement calcaire d'Ain El Kebira.

III.4 Stratigraphie de la région

La série stratigraphique du massif et de son voisinage comprend les formations sédimentaires du Trias, du Crétacé, du Tertiaire et du Quaternaire.

Les formations du Crétacé et du Tertiaire appartiennent à la nappe de Djemila qui couvre des surfaces considérables sur la moitié nord de la carte géologique de Sétif.

Le sondage réalisé sur le flanc ouest du Djebel Medjounès (à proximité du gisement calcaire).

III.5 Stratigraphie et lithologie du gisement calcaire

Le gisement calcaire du Djebel Medjounès appartient à la série des calcaires bien réglés du Campanien supérieur et du Maestrichtien. Il est constitué de deux panneaux A et B (séparés par une faille) avec une étendue totale de $0,9 \text{ km}^2$.

Au cours de la réalisation de la carte géologique du gisement au 1/2500 par la société *GmbH*, le gisement calcaire a été subdivisé en plusieurs couches.

Ces couches, numérotées du bas vers le haut, sont les suivantes.

Couche 1 : Il s'agit d'une alternance de roche calcaire marneuse et de marne fortement calcaire avec une épaisseur supérieure à 65 m .

Couche 2 : Elle se compose de roches marneuses ouillées fortement calcaires en alternance avec des couches de calcaires fortement marneux et de roches marneuses faiblement calcaires Et leur puissance environ de 18 m .

Couches 3 à 7 (unité calcaire principale) : Cet ensemble de couches représente le calcaire principal du gisement avec une épaisseur de 49 m .



FIGURE III.3 – Carottage 70 m Ain-El-Kebira

III.6 Tectonique du gisement

Le massif du Djebel Medjounès 2 se caractérise par le fait que les formes de ses montagnes sont très largement identiques avec les formes des plissements, de telle sorte que les flancs des montagnes coïncident avec les flancs des couches.

III.7 Caractéristiques hydrogéologiques du gisement

Les quantités d'eau souterraine captables sont assez faibles. Il en est de même dans les environs du gisement, à la différence que cette région faisant partie du bord septentrional du bassin de Sétif, les précipitations sont un peu plus abondantes, et donc la région d'étude est favorisée vis à vis des régions situées plus au Sud. Cette situation se traduit par l'existence de petits et moyens cours d'eau pérenne dans lesquels s'amassent les eaux souterraines locales et dont le nombre, la densité et le débit augmentent très nettement au bord Nord du bassin.

III.8 Substances extraites

Le gisement de calcaire de Djebel Medjounes a été élaboré en vue d'alimenter la cimenterie d'Ain El-Kebira. La cimenterie utilise un mélange de 3 composent suivant :

- ✧ Calcaire du Djebel Medjounès (88%).
- ✧ Marnes argileuses (10%).
- ✧ Minerai de fer (2%). [19]

III.9 Conditions minières

III.9.1 Régime de travail

- ✧ Nombre de jours ouvrables par an : 260 jours
- ✧ Nombre de jours ouvrables par semaine : 05 jours
- ✧ Nombre de postes par jour : 01 poste
- ✧ Durée d'un poste de travail : 8 heures

III.9.2 Dimensions du gisement

Le nouveau site de gisement du Djebel Medjounès occupe une superficie de 0.9 km^2 . 3 gradins sont en exploitation, la hauteur de chaque gradin est de 15 m . L'angle de pendage varie de 70° à 85° . La longueur de la plateforme de travail 40 m (cela dépend de l'avancement des travaux).

III.10 Exploitation du gisement

La méthode d'exploitation appliquée est celle à ciel ouvert par des gradins de 15 m . La technique d'extraction utilisée est celle de forage et de tir. L'abattage de la matière s'opère de haut en bas suivant les gradins et les talus garantissant la stabilité lors des travaux d'abattage, Le tir se fait une fois par semaine ouvrable suivant une seule rangée de trous.

III.10.1 Abattage des roches

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.

III.10.2 Foration

La foration des trous de mine se fait à l'aide des sondeuses de type INGERSOLL RAND dont les caractéristiques sont présentées comme suit :

Diamètre des trous et de 162 mm le rendement et de 80 m/post sens de foration trou vertical et incliné le nombre des foreuses disponible sur la carrière c'est 3 ferreuses.

III.10.3 Travaux de tir

Après avoir foré des trous qui sont au nombre de 20 dans une seule rangée, on introduit à l'intérieur de chaque trou une cartouche d'amorçage qui est de la marmanite au-dessus duquel on place de l'anfomyl et au-dessus de ce dernier on place le bourrage.

Le bourrage permet d'avoir une bonne explosion et permet surtout d'arrêter le soufflage de l'explosif en l'air durant la détonation. Les explosifs sont reliés entre eux par un cordon détonateur ce qui permet l'explosion.

III.10.4 Types d'explosif

Ils sont chargés par deux types d'explosif (anfomyl et le marmanit) Anfomyl et la marmanite, En été, on combine ces deux explosifs dans un même trou mais par contre en hiver seul l'Anfomyl est utilisé car la marmanite ne résiste pas à l'humidité.

En charge 1 trou avec 72.5 kg de marmanit qui reprisent 1/3 de la charge, et de 125 kg d'anfomyl 2/3 de la charge.

Le bourrage c'est effectué par le calcaire.



FIGURE III.4 – Amorçage de l'explosif.

III.10.5 Chargement et transport

Le tout-venant extrait au tir est chargé sur camion-bennes par chargeuses.

Les Types de chargeuses utilisées dans la carrière sont données dans le tableau suivant :

TABLE III.1 – Types de chargeuses utilisées dans la carrière.

Matériel	Types	Capacité de godet m^3	Nombre
Chargeuse sur pneu	Komatsu W700	6	1
Chargeuse sur pneu	Komatsu W600	6	1
Chargeuse sur pneu	Katerpillar 988	8	4

TABLE III.2 – Type de matériels de transport utilisé dans la carrière.

Matériel	Types	Capacité de la benne	Nombre
Camion	Komatsu R.50	50	05
Camion	Komatsu R.35	35	03
Camion	Komatsu R.32	32	02

III.11 Évaluation de la Stabilité de la carrière Ain El Kebira

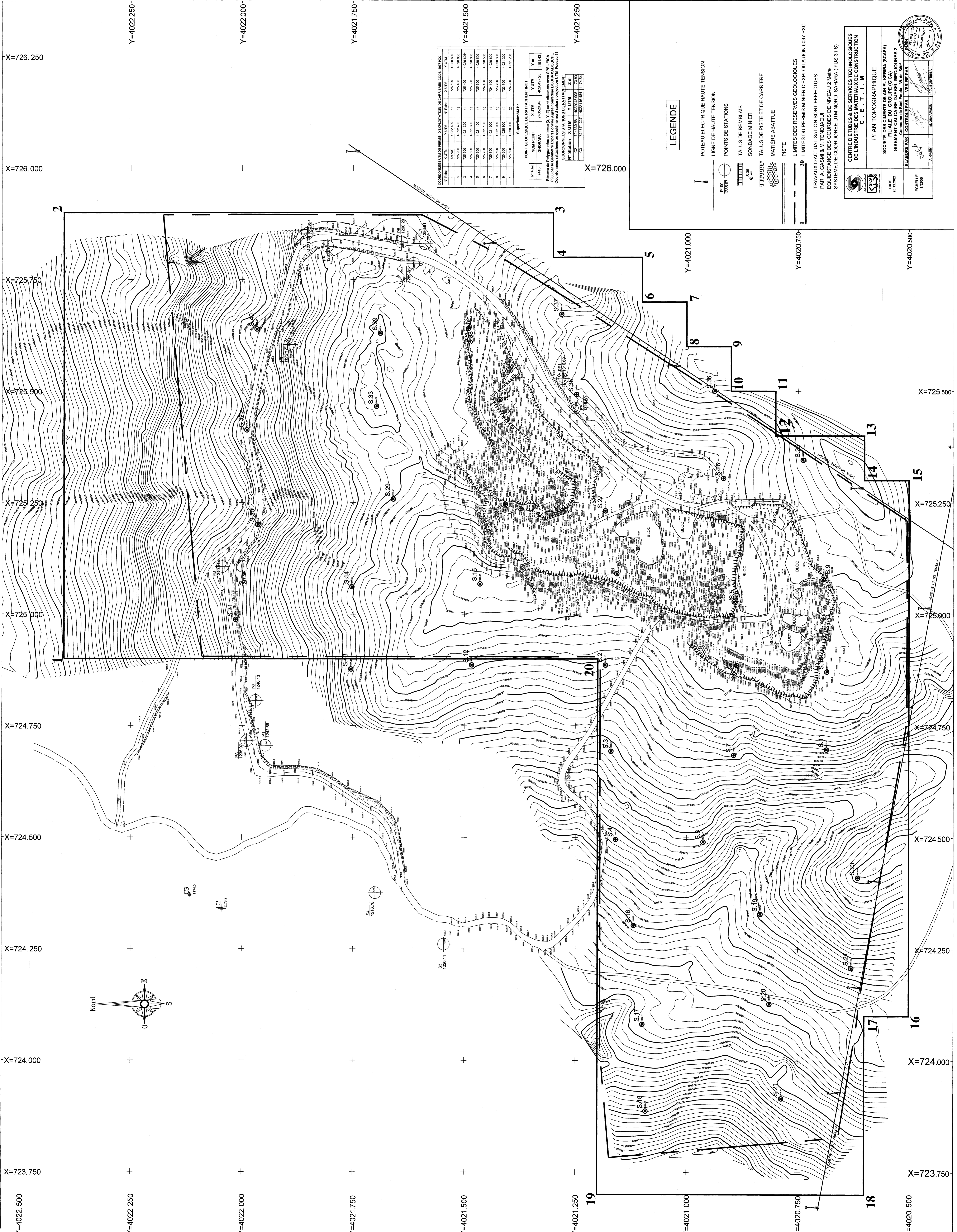
Notre travail consiste à faire une évaluation de la stabilité du gisement de calcaire de la carrière Djebel Madjounès 2 d'Ain El-Kebira. L'évaluation est faite sur ce deuxième site à moyen terme pour seulement les trois niveaux existants qui sont déjà en exploitation comme montré dans le plan topographique, et plus précisément pour les gradins dont on a pu lever les fissures et les implanter pour bien déterminer leurs positionnements et leurs pendages nécessaires pour la représentation stéréographique des plans de 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 : +1328, +1308 et 1293.

III.12 Conclusion

Le choix des paramètres d'exploitation de la carrière d'Ain Kebira a une grande importance sur la bonne productivité, mais aussi pour assurer la rentabilité financière de l'entreprise.

On a choisi L'étude du nouveau site Medjounes 02 comme est une carrière qui facilite les caractéristiques concernant les conditions géologiques, hydrogéologiques et les paramètres d'exploitation qui nous a permis l'étude de la stabilité des talus.



COORDONNEES UTM PERMIS D'EXPLOITATION DE CARRIERES CODE 6037 PAC			
N° Point	X UTM	Y UTM	Z m
1	724 900	4 022 400	11
2	725 900	4 022 400	15
3	725 900	4 021 300	13
4	725 900	4 021 300	15
5	725 900	4 021 300	15
6	725 700	4 021 000	16
7	725 700	4 021 000	17
8	725 600	4 021 000	18
9	725 600	4 020 900	19
10	725 500	4 020 900	20

POINT GEOMETRIQUE DE RATTACHEMENT			
N° Point	NOM POINT	X UTM	Y UTM
7410	CHERIEFA	726202.84	4020427.25

Réseau de Polygonation de base (X, Y, Z) sont effectués avec GPS LEICA
 pour la précision des coordonnées UTM. Les coordonnées UTM sont obtenues à
 partir des coordonnées géographiques (N, E) par le biais du logiciel
 COORDONNEES STATIONS DE RATTACHEMENT.

N° Station	X UTM	Y UTM	Z m
C2	724330.961	4022443.508	1173.30
C3	724371.221	4022116.684	1173.54

Superficie: 243 Ha

LEGENDE

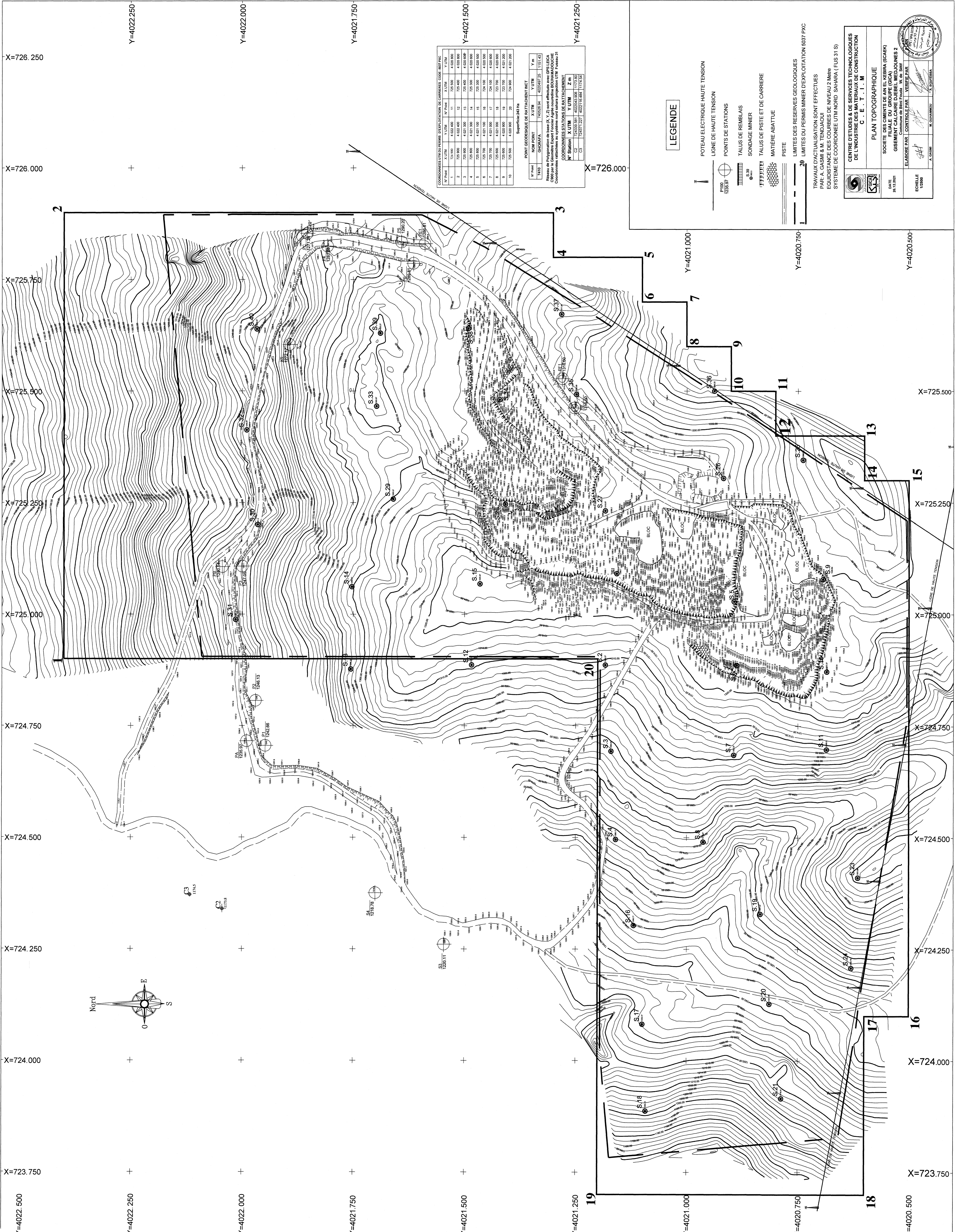
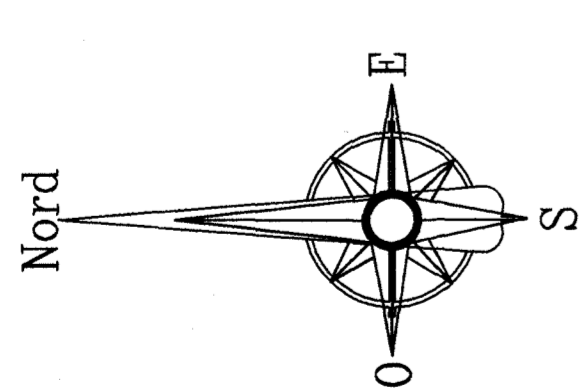
- POTEAU ELECTRIQUE HAUTE TENSION
- LIGNE DE HAUTE TENSION
- POINTS DE STATIONS
- TALUS DE REMBLAIS
- SONDAGE MINIER
- TALUS DE PISTE ET DE CARRIERE
- MATIERE ABATTUE
- PISTE
- LIMITES DES RESERVES GEOLOGIQUES
- LIMITES DU PERMIS D'EXPLOITATION 6037 PAC

TRAVAUX D'ACTUALISATION SONT EFFECTUES
 PAR: A. GAZMI & M. TENDJAOUI
 EQUIPES DE COURSES DE NIVEAU 2 Metre
 SYSTEME DE COORDONNEE UTM NORD SAHARA (FUS 31 S)

**CENTRE D'ETUDES & DE SERVICES TECHNOLOGIQUES
 DE L'INDUSTRIE MINIERE ET DE CONSTRUCTION
 C. E. T. I. M**

PLAN TOPOGRAPHIQUE
 SOCIETE DES CEMENTS DE AN EL KEBIRA (SCAK)
 FILIALE DU GROUPE (GICA)
 Gisement Calcaire Djebel Medjounes 2
 Commune de Beni Fekroun, N. de Sidi
 ELABORE PAR: L. KHAYAT / M. YERREZ / K.

DATE: 24.12.2011
 ECHELLE: 1:2000
 A. GAZMI / M. TENDJAOUI / Z. BOUAFIA



CHAPITRE IV

MODÉLISATION DE LA STABILITÉ DES TALUS MEDJOUNES 2 (AIN EL KEBIRA)

IV.1 Introduction

Comme il a été présenté dans la partie bibliographique, Il existe plusieurs approches pour étudier la stabilité. L'objectif de ce chapitre est d'étudier la stabilité du site.

Méthodologie :

On procèdera d'abord à une analyse à partir de la méthode de l'équilibre limite. Ensuite, on utilisera la méthode des éléments finis, puis nous mettrons une comparaison et une conclusion sur l'état de la carrière avec la technique du SSR (shear strength reduction).

IV.2 Analyse de la stabilité par la Méthode d'équilibre limite

Dans notre analyse, On utilisera le logiciel Slide, Le concept du logiciel Slide c'est d'effectuer des analyses de stabilité à partir des méthodes d'équilibre limite.

Le principe de l'analyse est de chercher les potentielles surfaces de glissements, qui pourraient se développer, Cet état de stabilité est traduit par un coefficient de sécurité.

IV.2.1 Modèle géotechnique

L'analyse de stabilité sera concentrée sur la phase finale après exploitation des gradins. Ainsi, le modèle élaboré concerne le contour final de la carrière. Il s'étend sur largeur d'environ 150 m, et d'une hauteur de 60 m. Il est constitué d'un ensemble de talus dont la largeur de la plateforme de travail dans la figure IV.1 :

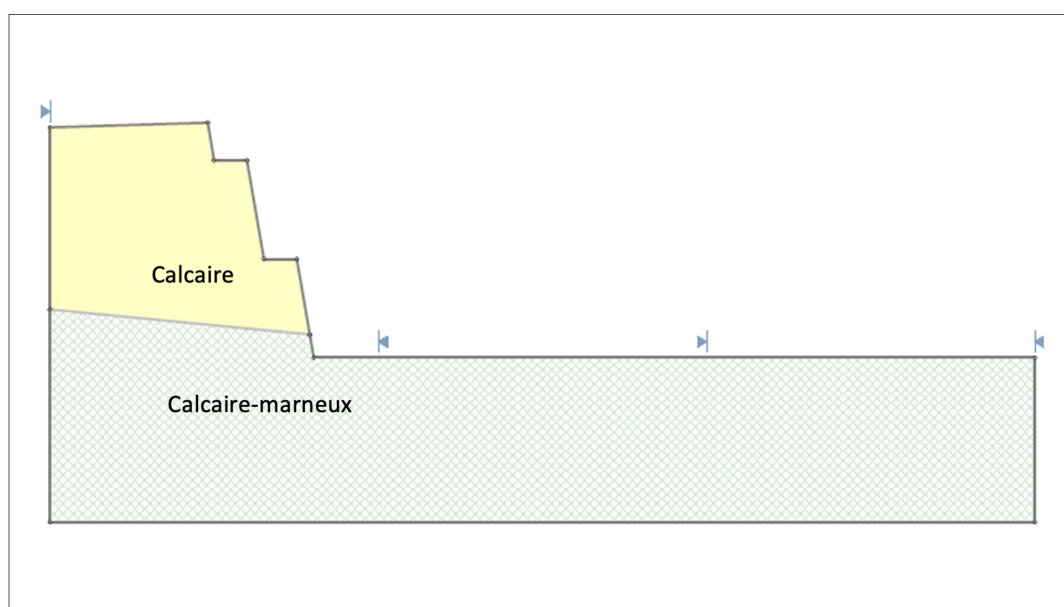


FIGURE IV.1 – Modèle géotechnique de l'étude par Slide

Le critère de rupture choisi pour les calculs de stabilité est celui de Mohr-coulomb qui se base sur la cohésion de la roche et l'angle de frottement interne. La formule est comme suite :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + C \quad (\text{IV.1})$$

Dans notre site, vu la disparité des deux paramètres plastiques, on a procédé à une étude statistique pour estimer la variabilité des deux paramètres. Ainsi les valeurs de l'ancien site voisin (Medjounes 01) sont prises comme référence, et la variabilité des valeurs est comme suite :

C : Cohésion variant de 150 kPa à 450 kPa .

φ : Angle de frottement interne variant de 35° à 45°

L'étude statistique concerne les 04 méthodes choisies à savoir Bishop simplifié, Janbu simplifié, Spencer et Morgenstern Price.

La surface de glissement choisie est du type non circulaire.

Enfin, Les paramètres physiques des différentes couches sont résumés dans le tableau ci-dessous :

TABLE IV.1 – Paramètres des calculs MEL.

Unité géotechnique	Résistance à la compression	Poids volumique	Cohésion	Angle de frottement interne
Calcaire	7 [MPa]	$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$?	?
Calcaire marneux	7 [MPa]	$\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$?	?

IV.2.2 Résultats et discussion

IV.2.2.1 Études statistique

En tenant compte des méthodes utilisées, les résultats montrent :

- **Pour la méthode Bishop simplifié :**

La valeur de sécurité est comprise entre [4,9 et 6,25].

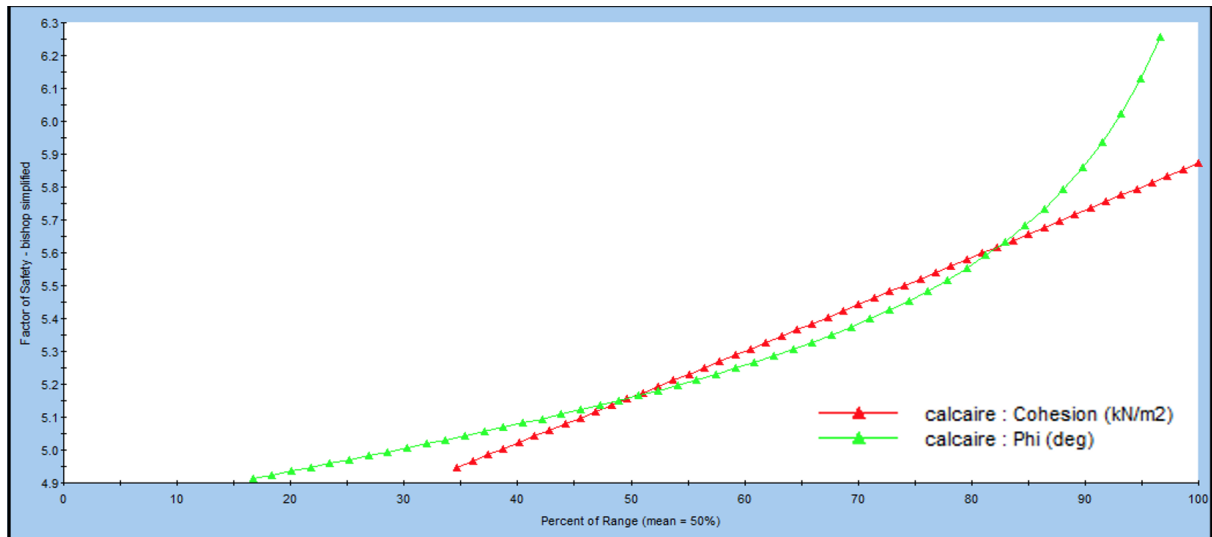


FIGURE IV.2 – Étude statistique du facteur de sécurité avec la méthode Bishop Simplifié.

- **Pour la méthode Janbu Simplifié :**

La valeur de sécurité est comprise entre [4,6 et 6,6].

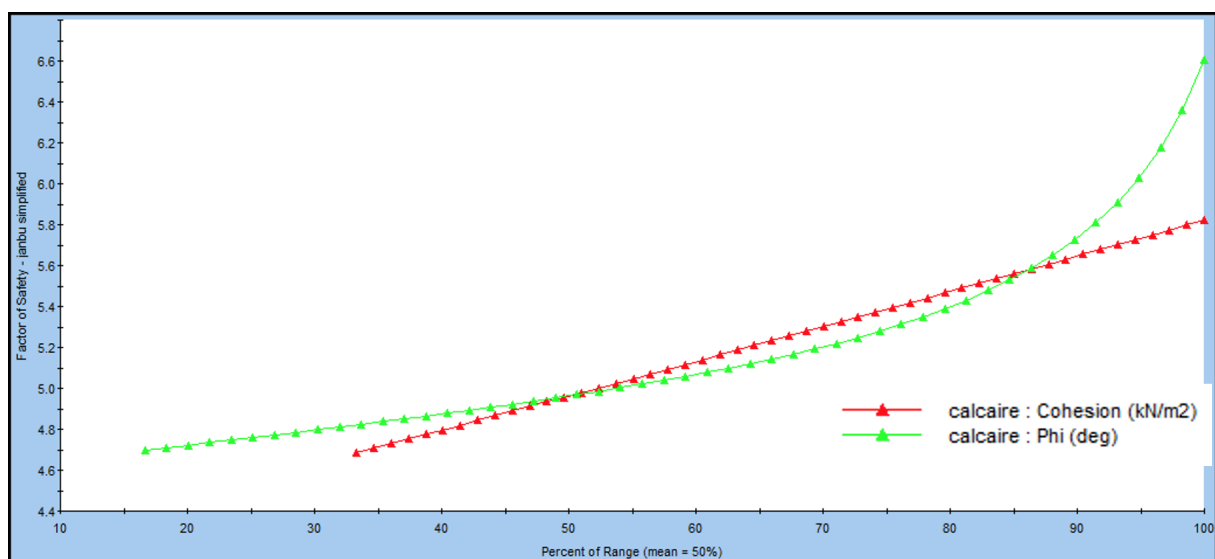


FIGURE IV.3 – Étude statistique du facteur de sécurité avec la méthode Janbu Simplifié.

- **Pour la méthode Spencer :**

La valeur de sécurité est comprise entre [5,45 et 7,0].

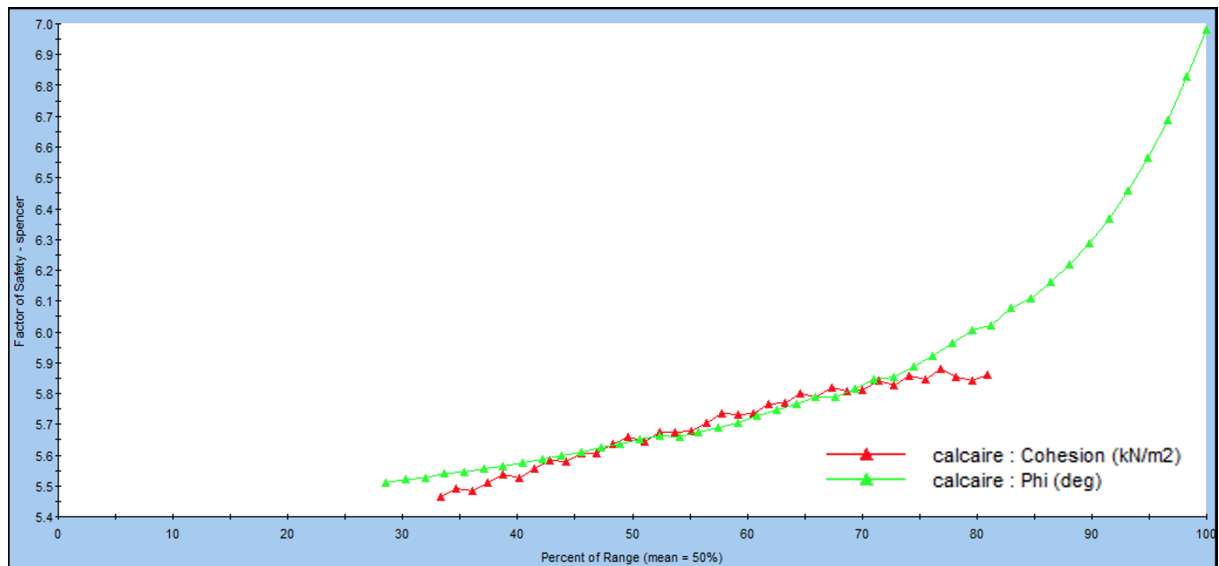


FIGURE IV.4 – Étude statistique du facteur de sécurité avec la méthode Spencer.

- **Pour la méthode Morgenstern-Price :**

La valeur de sécurité est comprise entre [5,55 et 7,1].

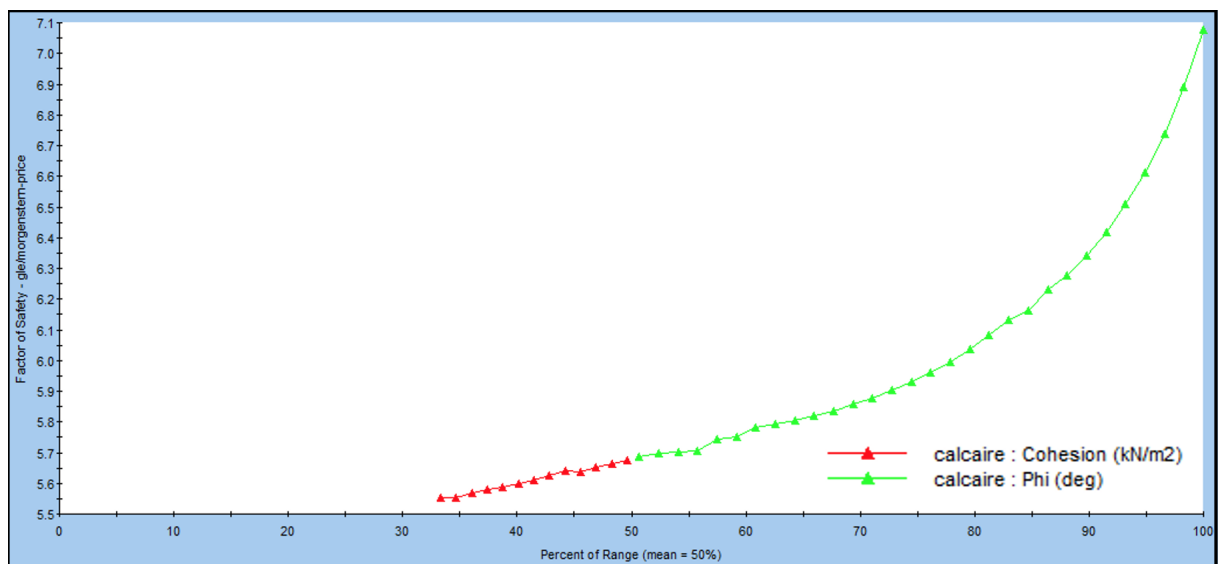


FIGURE IV.5 – Étude statistique du facteur de sécurité avec la méthode Morgenstern-Price.

IV.2.2.2 Étude de la stabilité

À titre d'exemple on a procédé à une étude de stabilité avec les valeurs minimales et maximales des paramètres C et φ .

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

TABLE IV.2 – Valeurs du F_s .

Méthodes	Bishop Simplifiée	Janbu Simplifié	Spencer	Morgenstern-Price
Facteur de sécurité pour (C, φ) minimales	4,635	4,369	5,237	5,346
Facteur de sécurité pour (C, φ) maximales	5,238	5,110	5,792	5,837

- **Pour les valeurs minimales : $C = 150 \text{ kPa}$, $\varphi = 35^\circ$.**

Les figures représentent les valeurs du coefficient de sécurité pour C et φ minimale :

Les valeurs sont comme suite : [(IV.6.a : 4,635), (IV.6.b : 4,369), (IV.6.c : 5,237), (IV.6.d : 5,346)].

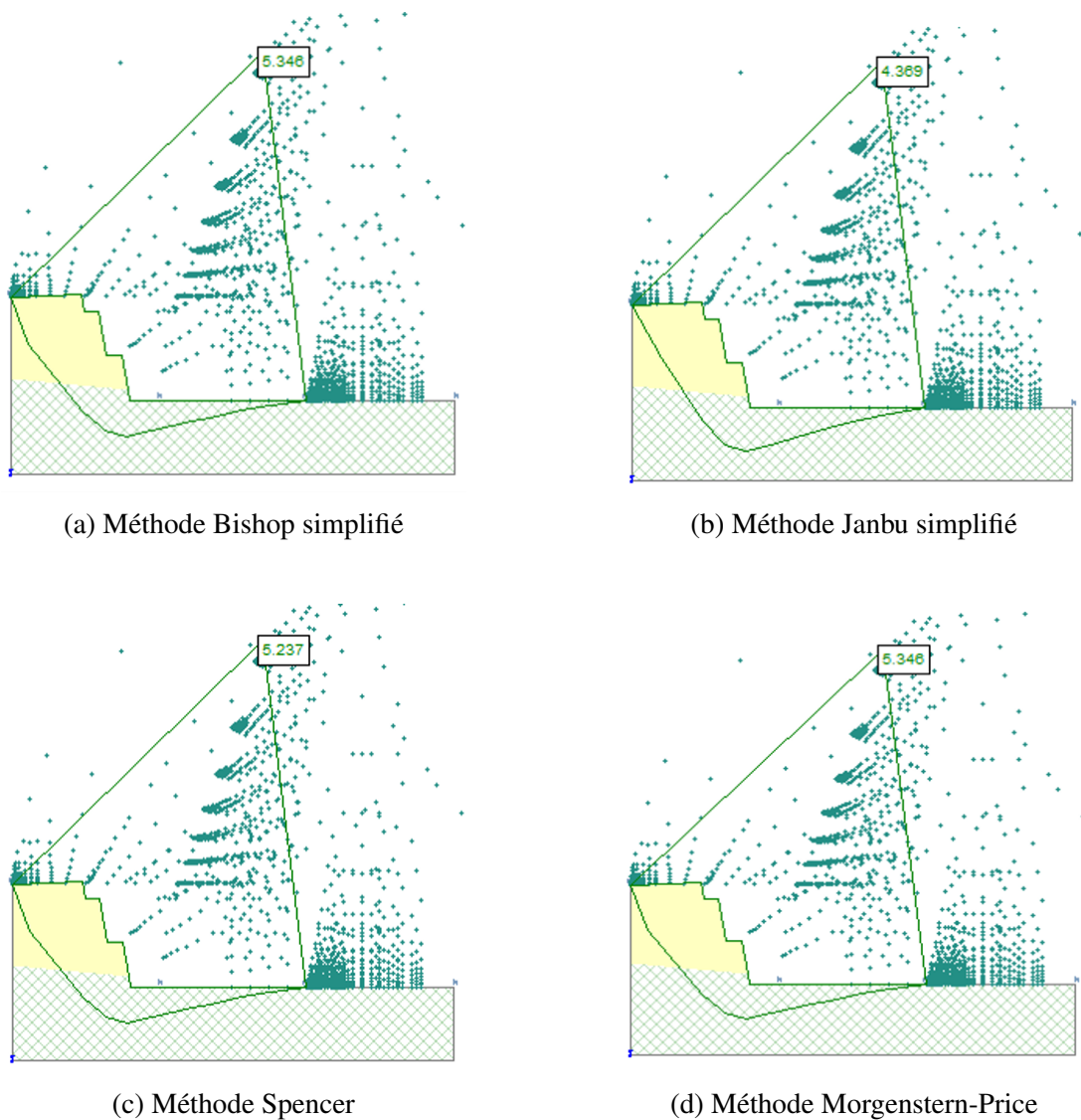
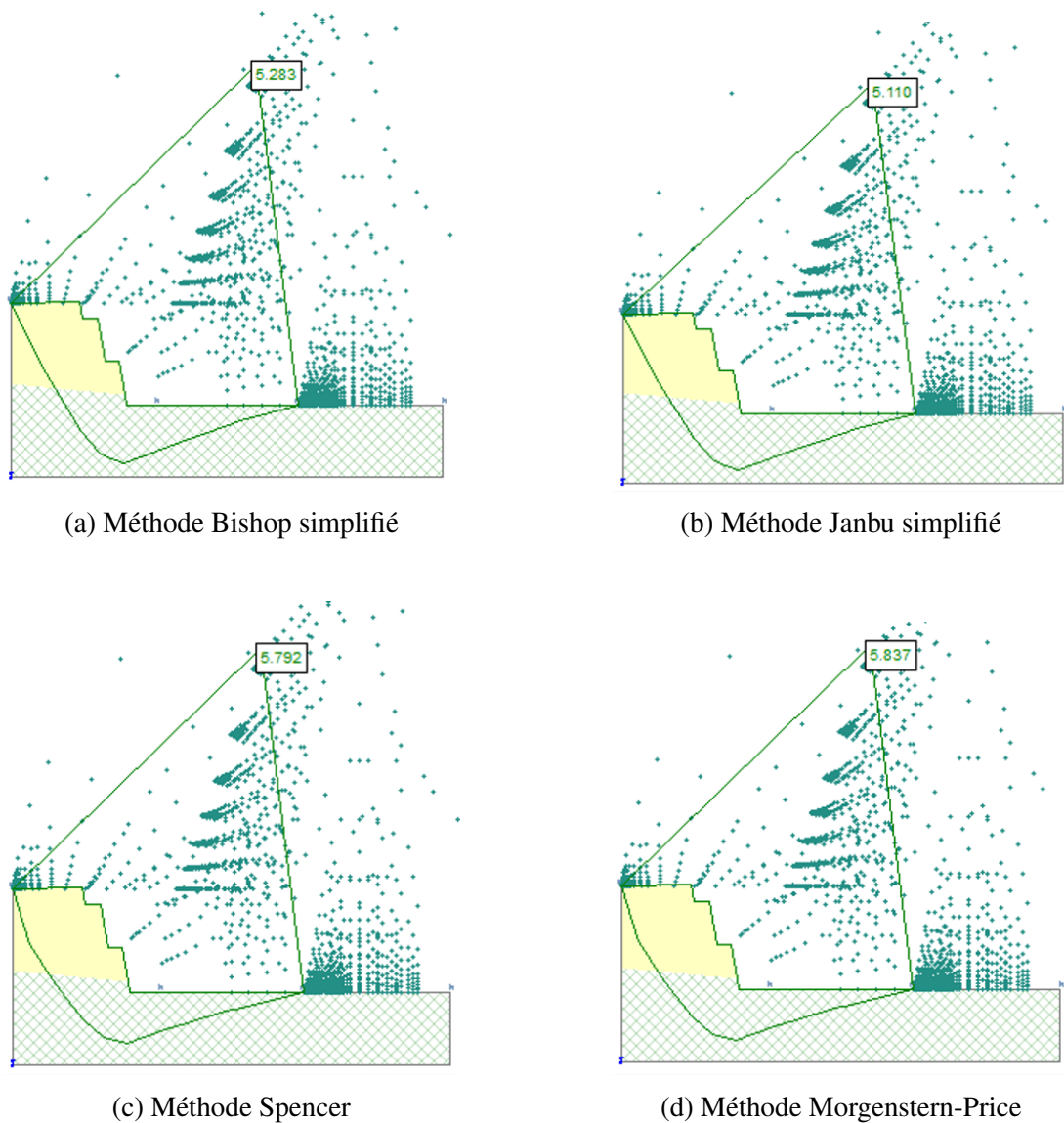


FIGURE IV.6 – Valeurs du coefficient de sécurité pour C et φ minimale

- **Pour les valeurs maximales : $C = 450$ kPa, $\varphi = 45^\circ$.**

Les figures représentent les valeurs du coefficient de sécurité pour C et φ maximale :

Les valeurs sont comme suite : [(IV.7.a : 5,238), (IV.7.b : 5.110), (IV.7.c : 5.792), (IV.7.d : 5.837)].

FIGURE IV.7 – Valeurs du coefficient de sécurité pour C et φ maximale

Donc on peut conclure que par rapport aux méthodes de l'équilibre limite choisies pour notre analyse révèlent que notre site est stable.

IV.3 Analyse de la stabilité par Méthode des éléments finis

L'objectif de cette dernière partie est d'abord d'étudier la stabilité de la carrière en phase finale. Ensuite, une comparaison de résultats obtenus, avec ceux des méthodes de l'équilibre limites sera effectuée.

La modélisation sera effectuée à partir du logiciel phase 2 (Rocsience), Il traite les problèmes liés aux déformation élasto-plastiques en 2D. Phase 2 est utilisé pour tout type d'ouvrage : à ciel ouvert

et en souterrain.

L'une des principales caractéristiques du phase 2 est l'analyse de la stabilité des pentes par éléments finis à l'aide de la méthode de réduction de la résistance au cisaillement SSR (Shear Strength Reduction). Cette option est entièrement automatisée, On peut utiliser différents critères de ruptures : Mohr coulomb, hoek-brown etc.

IV.3.1 Hypothèses de calcul

Dans notre modèle (Figure IV.8), des éléments triangulaires à 06 nœuds ont été utilisés, et un maillage. Le calcul se fait en déformation plane, un maillage uniforme ce qui a permis de générer 3150 éléments et 6515 nœuds.

L'analyse de stabilité se fait à partir du SSR. Pour le critère de rupture on garde celui de Mohr-Coulomb.

Les paramètres physico-mécaniques seront les mêmes que ceux utilisé en tableaux II.1, concernant les paramètres C et φ on optera pour les valeurs minimales et maximales utilisés dans les méthodes d'équilibre limite.

TABLE IV.3 – Paramètres de calculs MEF.

Les paramètres de calculs	Poids volumiques	Module de Young	Résistance à la traction	Cohésion	Angle de frottement interne
Les valeurs minimales	26 kN/m^3	50000 kPa	380 kPa	150 kPa	35°
Les valeurs maximales	26 kN/m^3	50000 kPa	380 kPa	450 kPa	45°

Modèle géotechnique

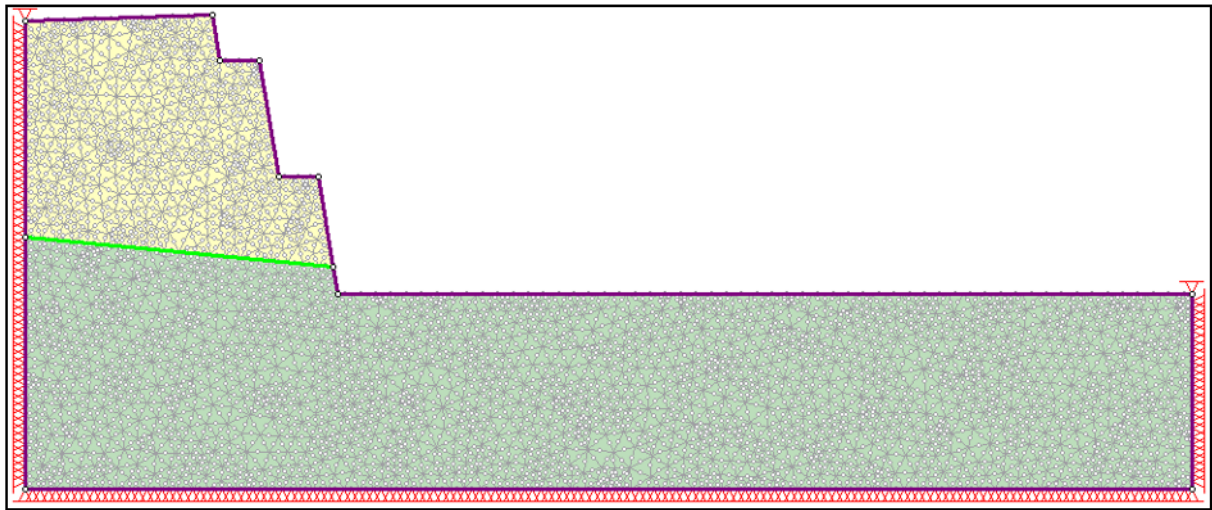


FIGURE IV.8 – Modèle géotechnique de l'étude par Phase 02.

IV.3.2 Résultats et discussion

- Pour les valeurs minimales : $C = 150 \text{ kPa}$, $\varphi = 35^\circ$.
On a obtenu une valeur du $SRF = 1,73$. (Figure IV.9)

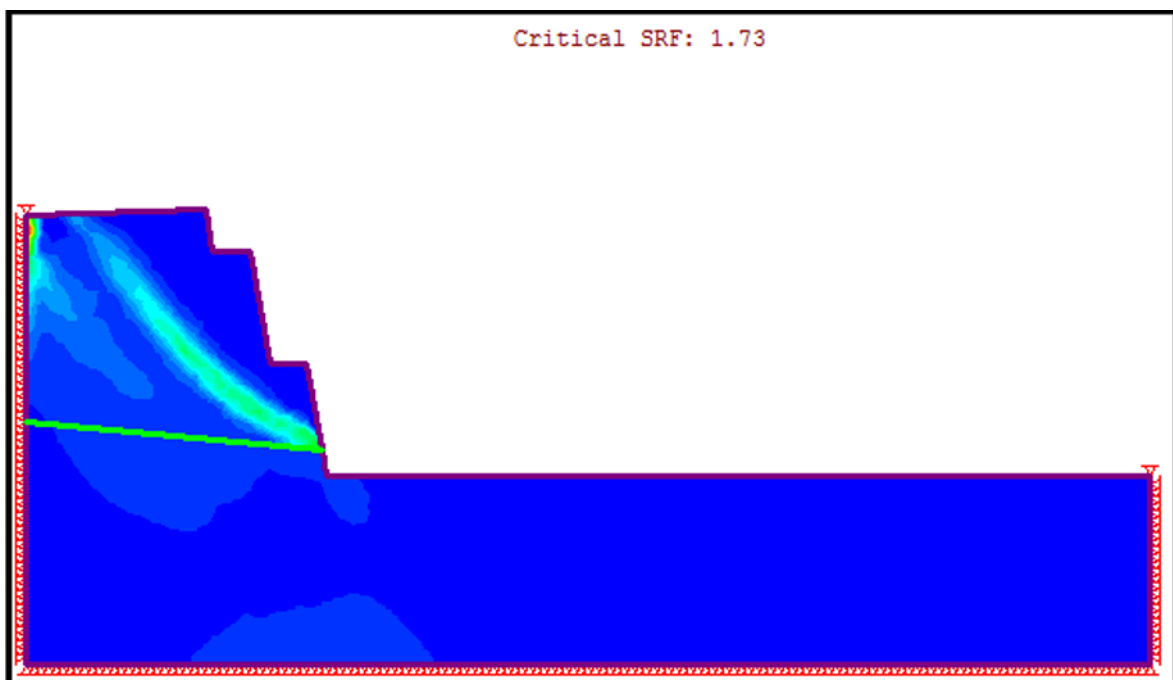


FIGURE IV.9 – SRF Minimale

- Pour les valeurs maximales : $C = 450 \text{ kPa}$, $\varphi = 45^\circ$.

On a obtenu une valeur du $SRF = 3,48$. (Figure IV.10)

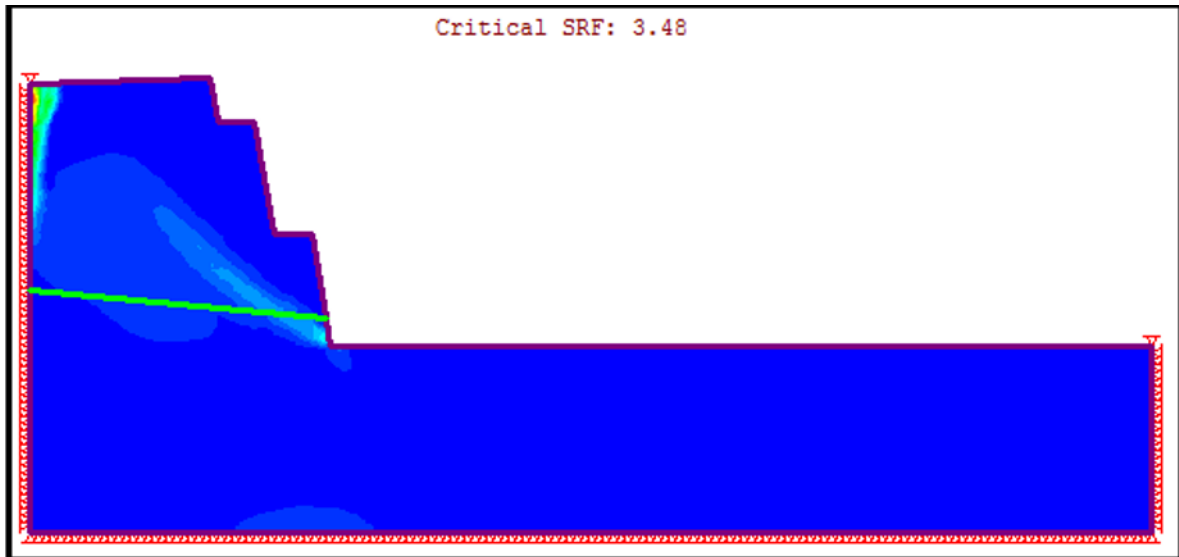


FIGURE IV.10 – SRF Maximale

À la lumière des valeurs du SRF obtenus qui sont toutes supérieurs à 1,5, on peut conclure que les gradins de notre site sont stables.

IV.4 Conclusion

Les résultats obtenus à travers les deux méthodes utilisées : Méthode d'équilibre limites et méthode d'éléments finis, ont déduit que notre ouvrage minier est stable. Toutefois, les valeurs du SRF sont moins élevés que celles des F_s de Méthode d'équilibre limite.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Dans ce mémoire, on a étudié la stabilité de la carrière de Ain EL Kebira Medjounes 2 dans sa phase finale. On a d'abord utilisé la méthode d'équilibre limite à travers logiciel Slide par les méthodes à savoir : Bishop simplifié, Janbu Simplifié, Spencern et Morgenstern-Price.

Ensuite, la méthode des éléments finis par SSR (shear strength reduction). Après calculs et à partir des résultats obtenus, on peut tirer les conclusions suivantes :

1. L'état du site est stable selon les deux approches.
2. Les méthodes d'équilibre limite, malgré leurs hypothèses simplificatrices restent un moyen rapide de vérification de la stabilité.
3. Les méthodes statistiques peuvent nous aider pour l'estimation de certains paramètres géotechniques, importants pour l'analyse.
4. La méthode des éléments finis peut être utilisée comme un outil de vérification fiable car elles reposent sur des paramètres mathématiques solides et rigoureux.
5. Le SSR permet la génération d'une surface de glissement potentielle.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Bernaix J. (1974) : "Propriété des roches et massifs rocheux". Rapport général du thème 1. Congrès de Denver Sept. 191 A.
- [2] Hudson, J.A., Harrison, J.P. : Engineering Rock Mechanics. An Introduction to the Principles. Pergamon, Oxford, 444 p (1997)
- [3] HOANG, Thi Thanh Nhan, [2010], « Etude du comportement d'un milieu rocheux fracturé », Thèse doctorat de l'école des ponts ParisTech.
- [4] ISRM. (1979). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials, Int J Rock Mech Min Sci. 16 (2), 135-140.
- [5] Morgenstern, N. R and Price., V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. P94-422 (AFNOR, 2001). Roche - Détermination de la résistance à la traction - Méthode indirecte - Essai brésilien. Geotechnique 15 : 79-93.
- [6] Benjelloun Z.H., Bertrand L., Feuga B. - Étude du comportement mécanique de la fracture rocheuse en cisaillement. Rock at Great Depth. Balkema, 1989, p. 433-439.
- [7] Waif-fah Chen and Atef F Saleeb. Part A studies in applied mechanics, volume 1 elasticity and modeling.
- [8] Murrell, S. A. F. (1965). The effect of triaxial stress systems on the strength of rocks at atmospheric temperatures. Geophysical Journal International, 10(3), 231-281.
- [9] HOEK, E. & BROWN, E. T. 1980. Underground excavations in rock. Institution of Mining and Metallurgy. London.
- [10] Einstein, H. H., Veneziano, D., Baecher, G. B., O'Reilly, K. J. (1983 a). The Effect of Discontinuity Persistence on Rock Slope Stability. Int. J. Rock Mechanics and Mining Sciences 20 (no. 5), 227-236.
- [11] <https://blogs.egu.eu/divisions/ts/2017/06/19/folding>

- [12] <https://www.aquaportail.com/definition-2713-stratification.html>
- [13] http://yanncogan.canalblog.com/albums/texture___forme/photos/98468481-p8010393.html
- [14] Shi G-H, Goodman RE. (1985). Two-dimensional discontinuous deformation analysis. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 9(6) :541-56.
- [15] Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36, 203–215.
- [16] Sonmez, H., Ulusay, R. (1999). Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 36, 743-760.
- [17] Romana, M. (1985, September). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In *Proceedings of the international symposium on role of rock mechanics, Zacatecas, Mexico* (pp. 49-53).
- [18] Romer C. Ferentinou M. (2019). Numerical investigations of rock bridge effect on open pit slope stability *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* Volume 11, Issue 6, Pages 1184-1200
- [19] Fry J. J. & Brunet C. (1999) Comparaison of classical and elasto-plastics methods for the evaluation of safety factor against failure of an embankment dam, *Documents de EDF, Centre National d'Équipement Hydraulique*, 1-13
- [20] Bishop, A.W. (1955) The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slope. *Geotechnique*, 10, 129-150.
- [21] Raulin P., Rouquès G. & Touboul A. (1973) Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire, *Rapport de recherche LPC n°36*.
- [22] Bishop, A. W. (1954). The use of failure circle in the stability analysis of slopes.
- [23] Janbu, N. (1973). Slope stability computation. *Embankment-dam engineering, Casagrande volume*, R. C. Hirschfeld and S. J. Poulos, eds., John Wiley & Sons, New York, 47 – 86
- [24] Morgenstern, N. R and Price., V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique* 15 : 79-93.
- [25] Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, 17 :11-26.
- [26] Bobet, A. (2010). Numerical methods in Geomechanics. *Arabian Journal for Science and Engineering*; 35 : Number 1B.
- [27] Hammah, R. E., Yacoub, T., Corkum, B., Wibowo, F., & Curran, J. H. (2007). Analysis of blocky rock slopes with finite element Shear Strength Reduction analysis. Dans T. F. Group (Edit.), *Proc., 1st Canada-U.S. Rock Mechanics Symp. Londre*.

- [28] Romer C. Ferentinou M. (2019). Numerical investigations of rock bridge effect on open pit slope stability Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering Volume 11, Issue 6, Pages 1184-1200

Résumé

Le concept de ce travail est d'élaborer une étude de la stabilité des talus du nouveau site d'Ain El Kebira (Sétif), il a été utilisé deux logiciels pour calculer la stabilité du site à son état final après avoir exploité, en se servant des caractéristiques physico-mécaniques du terrain, ainsi la coupe géologique du gisement.

On a pris deux méthodes de calculs à savoir les méthodes d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis.

Suite à une étude statistique, Les résultats obtenus du coefficient de sécurité indiquent que le massif qui constitue les gradins est stable, étant donné les valeurs élevées du coefficient de sécurité et du SRF trouvées, sachant que ces deux derniers se varient en fonction de la cohésion et l'angle interne du frottement, Constatons que les valeurs du SRF de la méthode des éléments finis sont moins élevées que ceux du FS de la méthode d'équilibre limite.

Mots-clés : Stabilité des talus, Slide, Phase 02, Méthode d'équilibre limite, Méthodes des éléments finis, Coefficient de sécurité, Calcaire, Carrière Ain EL Kebira.

Abstract

The concept of this work is to elaborate a study of the stability of the slopes of the new site of Ain El Kebira (Sétif), two softwares were used to calculate the stability of the site in its final state after having exploited, in using the physico-mechanical characteristics of the terrain, as well as the geological section of the deposit.

We took two calculation methods, namely the limit equilibrium methods and the finite element methods. The results obtained from the safety factor indicate that the solid mass which constitutes the steps is stable, given the high values of the safety factor and the SRF found, knowing that these last two vary according to the cohesion and the internal angle. Friction, Note that the values of the SRF of the finite element method are lower than those of the FS of the limit equilibrium method.

Keywords : Slope stability, slide, phase 02, Limit equilibrium method, Finite element methods, Safety Coefficient, Limestone, Ain EL Kebira quarry.

ملخص

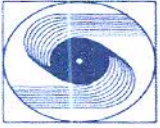
يتمثل مفهوم هذا العمل في تطوير دراسة ثبات منحدرات الموقع الجديد للعين الكبيرة (سطيف)، حيث تم استخدام برنامجين لحساب ثبات الموقع في حالته النهائية بعد تجنب الاستغلال، في حد ذاته يخدم الفيزيائي. - الخصائص الميكانيكية للتضاريس وكذلك القسم الجيولوجي للودائع.

لقد قمنا بتسعين طريقتين للحساب لحفظ طرق التوازن المحدود وطرق العناصر الدقيقة.

بعد دراسة إحصائية، تشير النتائج التي تم الحصول عليها من معامل الأمان إلى أن الكتلة الصخرية التي تحد المبيضات مستقرة، كونها القيم العالية لمعامل الأمان و SRF. من التماسك وزاوية الاحتكاك الداخلية، لاحظ أن قيم SRF لطريقة العناصر الدقيقة أقل من قيم FS لطريقة توازن الحد.

الكلمات المفتاحية: ثبات المنحدر، الشريحة، المرحلة 02، طريقة التوازن الحدي، طرق العناصر المحدودة، عامل الأمان، الحجر الجيري،

محجر عين الكبيرة.



المجموع الصناعي لإسمنت الجزائر
GICA
Groupe Industriel des Ciments d'Algérie

المجمع الصناعي لإسمنت الجزائر GROUPE INDUSTRIEL DES CIMENTS D'ALGERIE

CENTRE D'ETUDES ET DE SERVICES TECHNOLOGIQUES DE L'INDUSTRIE DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION « C.E.T.I.M. »

ش.ذ.ا. - رأسمالها الاجتماعي : 124.000.000 D.A
N° Identification Fiscale : 0998 350 7223 84 87 - N° Article d'Imposition : 35010848172 - N° Registre de Commerce : 722 384 B 98

Société des Ciments d'Ain El Kébira (SCAEK)

RAPPORT GEOLOGIQUE ACTUALISE **GISEMENT DE CALCAIRE « DJEBEL MEDJOUNES 2 »** **CODE 5037 PXC** **COMMUNE DE BENI FOUDA – W. SETIF**



REFERENCES	VERSION	DATE
CETIM : Rapport Géologique Actualisé. Doc	Révision 00	AVRIL 2020

Siège Social : BP.93, Cité Ibn Khaldoun - Boumerdès 35000 (W. Boumerdès) - Algérie.
Tél : (024) 79 10 09/19/26 - Fax : (024) 79 10 08/24