



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 en Mines

Option : Exploitation Minière

*Présenté par*

M<sup>r</sup> : BOUZAHRI Ayyoub

M<sup>r</sup> : AICHOUR Seifeddine .

## **Thème**

***Caractérisation du massif rocheux et l'étude  
de la stabilité de la flanc nord-ouest de Kef  
Essnoun.***

Soutenu le / 06 /2016 devant le jury composé de:

Président: M<sup>r</sup> Boulkram Riadh.

Promotrice: M<sup>me</sup> Kamli Ouarda.

Examineur: M<sup>r</sup> Sadoune Abdrezzak.

*Année Universitaire: 2015-2016*

# Remerciements

*On désire adresser, un merci tout particulier, à notre promotrice M<sup>me</sup>. Kamli Ouarda, pour ses pertinents et judicieux conseils tout au long de notre travail.*

*Nous voudrions exprimer toutes nos reconnaissances à Monsieur Boulkram Riadh, pour l'honneur qu'il nous fait en acceptant de présider le jury.*

*Nos remerciements vont également à Monsieur Sadoune Abderazak, pour avoir accepté d'examiner ce travail et de faire partie des membres de jury.*

*Un grand merci pour le personnel technique du complexe minier de Djebel Onk en particulier Mr FARES Sofiane, Mr Mohamed Ali, Mr MAKHLOUF Brahim.*

*Nous remercions chaleureusement tous les enseignants du département des mines et géologie de l'université Abderrahmane Mira, Bejaia.*

*Enfin, nous présentons toute notre gratitude à tous ceux ou celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

*Je dédie ce modeste travail*

*A ma mère et mon père pour leurs sacrifices, soutien et  
encouragements,*

*A mes frères et ma sœur que j'adore,*

*A mes amis et mes camarades.*

*Ayyoub*



*Je dédie ce modeste travail*

*A ma mère et mon père pour leurs sacrifices, soutien et  
encouragements,*

*A mes frères et mes sœurs que j'adore,*

*A mes ami(e)s et mes camarades.*

*Seif eddine*





## Liste des figures

---

### Liste des figures Chapitre I

<b>Figure I.1.</b> Orientation d'un plan de discontinuité .....	5
<b>Figure I.2.</b> Diagramme contrainte-déformation.....	11
<b>Figure I.3.</b> disposition expérimental .....	12
<b>figure I.4.</b> schéma de la compersion uniaxiale.....	12
<b>Figure I.5.</b> Essai de traction directe .....	13
<b>Figure I.6.</b> Dispositif expérimental .....	14
<b>Figure I.7.</b> Schéma de la Traction indirecte .....	14
<b>Figure I.8.</b> Principe du Cisaillement directe .....	15
<b>Figure I.9.</b> Principe du cisaillement simple .....	15
<b>Figure I.10.</b> Principe de l'essai Triaxial .....	16
<b>Figure I.11.</b> Rupture d'un sol.....	16
<b>Figure I.12.</b> Les contraintes provoquant la rupture .....	17
<b>Figure I.13.</b> Représentation de la droite de Mohr-Coulomb .....	17
<b>Figure I.14.</b> Courbe représentative de $\tau$ en fonction de $\sigma_n$ .....	20
<b>Figure I.15</b> Diagraphies instantanées –application à la détermination de chargement d'un trou de tir .....	22
<b>Figure I.16.</b> Une carotte (Zhao J., 2008).....	23

### Chapitre II

<b>Figure II.1.</b> Cas du glissement circulaire de la mine d'Utah en 2013 (U.S.A).....	34
<b>Figure II.2.</b> Glissement rotationnel simple .....	35
<b>Figure II.3.</b> Glissement circulaire complexe (Melbouci, B., 2009).....	35
<b>Figure II.4.</b> Glissement plans (Schroeder, 2010).....	36
<b>Figure II.5.</b> Glissement en dièdre le long de l'intersection de deux discontinuités (Schroeder, 2010).....	36
<b>Figure II.6.</b> Basculement de roche dure avec des discontinuités de très fort pendage (Schroeder).....	37
<b>Figure II.7.</b> Coulée de boue .....	38
<b>Figure II.8.</b> Eroulement .....	38

## Liste des figures

---

<b>Figure II.9.</b> Exemple de fluage .....	39
<b>Figure II.10.</b> Surface de rupture .....	41
<b>Figure II.11.</b> Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.....	44
<b>Figure II.12.</b> Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS	45
<b>Figure II.13</b> Forces considérées dans la méthode de Janbu .....	47
<b>Figure II.14.</b> Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur de la surface de rupture .....	48
<b>Figure II.15.</b> Fenêtre de sélection des limites du model (Logiciel Slide 6.0).....	49
<b>Figure II.16.</b> Fenêtre de sélection de la surface de glissement (Logiciel Slide 6.0)...	50
<b>Figure II.17.</b> Fenêtre de sélection des méthodes d'analyse (Logiciel Slide 6.0).....	51
<b>Figure II.18.</b> Exemple de validation de surface de glissement (Logiciel Slide 6.0)...	51
<b>Figure II.19.</b> Exemple de détermination du nombre de cercles de glissement (Logiciel Slide 6.0). .....	52
<b>Figure II.20.</b> Fenêtre de saisie des propriétés des matériaux (Logiciel Slide 6.0).....	52
<b>Figure II.21.</b> Exemple d'interprétation des résultats (Logiciel Slide 6.0) .....	53
<b>Figure II.22.</b> Aplatissement d'un talus .....	54
<b>Figure II.23.</b> Stabilisation des talus par le drainage .....	55
<b>Figure II.24.</b> Stabilisation des talus par boulonnage .....	55
<b>Figure II.25.</b> Stabilisation des talus par des ancrages .....	55

### Chapitre III

<b>Figure III.1.</b> Carte de situation géographique de Djebel Onk .....	59
<b>Figure III.2.</b> Situation géologique des gisements de phosphate de la région du Djebel-Onk.....	60
<b>Figure III.3.</b> Période De Sècheresse (1986-2008) Région Bir El Ater.....	62
<b>Figure III.4.</b> La carte des isoteneurs en $P_2O_5$ et Mgo en % du gisement de K.E.S ...	63
<b>Figure III.5.</b> Carte d'iso teneurs en Mgo du gisement de Kef Essennoun .....	63
<b>Figure III.6.</b> Carte d'iso teneurs en $P_2O_5$ du gisement du Kef Essennoun .....	64

## Liste des figures

---

**Figure III.7.** Opération de chargement (prise dans 18/03/2016) ..... 65

### Chapitre IV

**Figure.IV.1.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 1 du gradin 1 (D'après la méthode de Don Deer 1967)..... 72

**Figure IV.2.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 2 du gradin 1 (D'après la méthode de Don Deer 1967)..... 72

**Figure.IV.3.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie du gradin 1 (D'après la méthode de Don Deer 1967 ..... 73

**Figure.IV.4.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 4 du gradin 1 (D'après la méthode de Don Deer 1967)..... 73

**Figure.IV.5.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 1 du gradin 2 (D'après la méthode de Don Deer 1967)..... 74

**Figure.IV.6.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 2 du gradin 2 (D'après la méthode de Don Deer 1967)..... 74

**Figure.IV.7.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 3 du gradin 2 (D'après la méthode de Don Deer 1967)..... 75

**Figure.IV.8.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 4 du gradin 2 (D'après la méthode de Don Deer 1967)..... 75

**Figure.IV.9.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 1 du gradin 3 (D'après la méthode de Don Deer 1967)..... 76

**Figure.IV.10.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 2 du gradin 3 (D'après la méthode de Don Deer 1967)..... 76

**Figure.IV.11.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 3 du gradin 3 (D'après la méthode de Don Deer 1967)..... 77

**Figure.IV.12.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 4 du gradin 3 (D'après la méthode de Don Deer 1967)..... 77

**Figure.IV.13.** Type de discontinuités du gradin N°1 ..... 79

**Figure.IV.14.** Type de discontinuités gradin N° 2 ..... 81



## Liste des figures

---

**Figure.IV.15.** Type de discontinuités gradin N°3 ((prise dans 8/03/2016) ..... 82

### Chapitre V

**Figure V.1.** Disposition stratigraphiques des couches du gisement de de la côte nord-ouest de la mine de Kef Essnoun. .... 87

**Figure V.2.** Profil du site d'étude, coupe A-A. .... 88

**Figure V.3.** Implémentation des paramètres physiques et mécaniques du massif rocheux..... 88

**Figure V.4.** Choix de la surface de glissement ..... 89

**Figure V.5.** Le choix des méthodes de calcul. .... 90

**Figure V.6.** Phase de calcul.....90

**Figure V.7.** Le coefficient de sécurité selon la méthode de spencer..... 91

**Figure V.8.** Le coefficient de sécurité selon la méthode de Janbu simplifiée..... 91

**Figure V.9.** Le coefficient de sécurité selon la méthode Bishop simplifiée ..... 92

**Figure V.10.** Le coefficient de sécurité selon la méthode de Fellenius.. ..... 92

# Liste des tableaux

---

## Liste des tableaux

### Chapitre I

<b>Tableau I.1.</b> Echelle de dureté de Mohs .....	9
<b>Tableau I.2.</b> Classification des discontinuités en fonction d'ID (d'après B.R.G.M - Guide de prospection des matériaux de carrière).....	10
<b>Tableau I.3.</b> Classification des roches en fonction de la résistance à la compression..	12
<b>Tableau I.4.</b> Classification des roches en fonction de la résistance à la traction .....	14
<b>Tableau I.5.</b> Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux.....	24
<b>Tableau I.6 :</b> Tableau récapitulatif de la classification des roches et notes de pondération .....	26
<b>Tableau I.7.</b> Valeur du paramètre de réduction A6 selon l'orientation du tunnel par rapport à l'indication du pendage, (Bieniawski, 1989).....	27
<b>Tableau I.8.</b> Qualité du massif rocheux selon le RMR (Bieniawski, 1976)s .....	27
<b>Tableau I.9.</b> Relations entre RMRsec et la résistance à la compression simple (Stille et al.1982).....	27
<b>Tableau I.10.</b> Qualité du massif rocheux selon Barton .....	30
<b>Tableau I.11.</b> Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI, (Hoek- Brown, 1995).....	30

### Chapitre II

<b>Tableau II.1.</b> Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (d'après Campy M., Macaire J.J, 2003).....	39
<b>Tableau II.2.</b> Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du $F_s$ .....	42
<b>Tableau II.3.</b> Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité. ....	42

## Liste des tableaux

---

### Chapitre IV

<b>Tableau IV.1.</b> Résultats des essais de la compression uniaxiale .....	69
<b>Tableau IV.2.</b> Résultats des essais de la résistance à la traction. ....	69
<b>Tableau IV.3.</b> résultats des essais de la résistance au cisaillement.....	70
<b>Tableau IV.4.</b> Cohésion des échantillons. ....	70
<b>Tableau IV.5.</b> Angle de frottement des échantillons. ....	70
<b>Tableau IV.6.</b> Module de Young des échantillons. ....	70
<b>Tableau IV.7.</b> Coefficient de contraction transversale des échantillons.....	71
<b>Tableau IV.8.</b> Densité des échantillons .....	71
<b>Tableau .IV.9.</b> Classification du gradin de stérile 1 par la méthode de Don Deer .....	74
<b>Tableau .IV.10.</b> Classification du gradin de stérile 2 par la méthode de Don Deer, 1967.....	75
<b>Tableau .IV.11.</b> Classification du gradin de phosphate par la méthode de Don Deer, 1967.....	78
<b>Tableau .IV.12.</b> Classification RQD <sub>G</sub> globale Des trois gradins par la méthode de Don Deer, 1967 .....	78
<b>Tableau .IV.13.</b> Espacement entre discontinuités du gradin 1 ,2 et 3 .....	78
<b>Tableau .IV.14.</b> Classification RMR <sub>1</sub> du gradin de stérile 1 d'après Beniaowski.....	80
<b>Tableau .IV.15.</b> Classification RMR <sub>2</sub> du gradin de stérile 2 d'après Beniaowski.....	82
<b>Tableau .IV.16.</b> Classification RMR <sub>3</sub> du gradin de phosphate d'après Beniaowski. ..	83
<b>Tableau .IV.17.</b> Classification RMR <sub>G</sub> des trois gradins par d'après Beniaowski .....	83
<b>Tableau .IV.18.</b> Classification GSI du massif rocheux de Kef Essnoun .....	84

### Chapitre V

<b>Tableau .V.1.</b> Les résultats de Fs .....	92
--	----

## Liste des tableaux

---

## Notations

C : La cohésion.	[KN/m <sup>2</sup> ]
n : La porosité.	
$\rho_s$ : masse volumique.	[G/cm <sup>3</sup> ]
$M_s$ : la masse du matériau sec.	[G]
$V_s$ : le volume des grains après broyage.	[CM <sup>3</sup> ]
$V_t$ : le volume de l'échantillon.	[CM <sup>3</sup> ]
$M_h$ : la masse naturelle.	[G]
$M_{Sat}$ : la masse de l'échantillon saturée.	[G]
$\rho_d$ : dépend de la porosité de la roche, par contre $\rho_s$ ne dépend que de la minéralogie.	
w : La teneur en eau.	
$M_w$ : est la masse d'eau.	
$M_t$ : est la masse totale de l'échantillon.	
$M_s$ : est la masse sèche des grains solides.	
$S_r$ : Le degré de saturation.	
$V_w$ : volume de l'eau dans l'échantillon.	[CM <sup>3</sup> ]
$V_v$ : volume des vides.	[CM <sup>3</sup> ]
ID : Le degré de fissuration des roches.	
L : longueur de la partie étudiée du massif.	[M]
n : nombre de fissures sur la partie mesurée.	
E: Module de Young.	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma$ : est la contrainte.	
$R_C$ : Résistance à la compression.	[kgf/cm <sup>2</sup> ]
F : effort (charge) maximale atteinte (juste avant la rupture).	
S : la surface de la section de l'éprouvette sur laquelle on applique l'effort F.	
$R_t$ :Résistance à la traction.	[kgf/cm <sup>2</sup> ]
$P_{max}$ : valeur finale atteinte par l'effort appliqué.	
$A_0$ : surface transversale.	
Fmax : la charge maximale appliquée.	
D et L : dimensions de l'éprouvette cylindrique.	
$\tau$ : est la résistance au cisaillement.	
$\sigma_N$ : est la contrainte normale.	
$\Phi$ : L'angle de frottement interne.	

$\Psi$ : Angle de dilatance.

$H_n$ : Les efforts inter-tranches horizontaux.

$J_n$  : Nombre de famille de discontinuités.

$J_a$  : Paramètre d'altération des joints.

$J_r$ : Paramètre de rugosité des joints.

$J_w$  : Paramètre hydraulique.

$F_s$  : facteur de sécurité.

$R_n$  : la composante tangentielle .

$T_n$  : Le moment moteur.

$b_n$ : est la largeur de la tranche n.

$\alpha_n$  : l'inclinaison de la surface de glissement au milieu de la tranche n.

$u$  : pression de l'eau interstitielle.

$N$  : Nord.

## **Abréviations**

BRGM : Bureau de recherches géologiques et minières.

FERPHOS : Entreprise nationale du fer et du phosphate.

GSI: Geological Strength Index

JRC: Joint Roughness Coefficient.

SCR: Surface Condition Rating

SMR: Slope Mass Rating

RQD: Rock Quality Designation

RMR: Rock Mass Rating

SRF: Stress Reduction Factor

SR: Structure Rating

SONAREM : Société Nationale de Recherche et d'Exploitation Minières.

SRF : Paramètre de réduction relatif aux contraintes.

MEF: Méthode des Eléments Finis.

NGI :Norwegian Geotechnical Institue.

**Sommaire**

Liste des tableaux.....	I
Liste des figures.....	III
Notations.....	VII
Liste des abréviations.....	IX
Introduction générale.....	1

**Chapitre I : Caractérisation du massif rocheux et systèmes de classification  
des massifs rocheux**

I.1 Introduction .....	2
I.2. Caractérisation du massif rocheux.....	2
I.2.1. Définition de la roche et du sol.....	2
I.2.2. Notion sur la mécanique des roches.....	2
I.2.4. Structure des massifs rocheux .....	3
I.2.5. Matrice rocheuse.....	3
I.2.6. Discontinuités du massif rocheux.....	3
I.2.6.1. Typologie.....	3
I.2.6.2. Paramètres géométriques.....	4
I.2.6.3. Propriétés mécaniques d'une discontinuité .....	6
I.2.7. Type géotechnique de la roche.....	6
I.2.8. Les propriétés physico-mécaniques des roches.....	7
I.2.8.1. Les propriétés physiques des roches.....	8
I.2.8.2. Les propriétés mécaniques des roches.....	12
I.2.9. Les paramètres mécaniques enveloppés de rupture .....	16
I.2.9.1. Définition de la rupture.....	16
I.2.9.2. Critère de Mohr Coulomb.....	17
I.2.9.3. Critère de Hoek et Brown.....	18
I.2.9.4. La cohésion et l'angle du frottement interne.....	19
I.2.9.5. Angle de dilatance .....	19
I.2.9.6. Les déformations.....	20
I.3. Influence du massif rocheux sur les tirs.....	20
I.4. Systèmes de Classifications du massif rocheux.....	22
I.4.1. Introduction.....	22



I.4.2. Classifications du massif rocheux.....	23
I.4.2.1. Systèmes du RQD (Rock Quality Designation).....	23
I.4.2.2. Système du RMR (Rock Mass Rating).....	24
I.4.2.3. La méthode de Romana (SMR).....	27
I.4.2.4. La méthode de N.Barton (Q-système).....	29
I.4.2.5. Système du GSI (Geological Strength Index).....	30
I.4.3. limitation des systèmes de classification.....	31
I.5. Conclusion.....	32
<b>Chapitre II : Instabilité des massifs rocheux et méthode d'analyse</b>	
II.1. Introduction.....	33
II.2. Différents type de talus.....	33
II.2.1. Généralité.....	33
II.2.2. Pentés naturelles.....	33
II.2.3. Talus artificiels.....	33
II.2.4. Digués et barrages en terre.....	33
II.3. les différentes catégories d'instabilités de terrain.....	34
II.3.1. Les glissements.....	34
II.3.1.1. Glissement circulaire.....	34
II.3.1.2. Glissement circulaire simple.....	34
II.3.1.3. Glissement circulaire complexe .....	35
II.3.1.4. Glissement plan.....	35
II.3.1.5. Glissement de coin (dièdre) .....	36
II.3.1.6. Toppling .....	36
II.4. Principales causes des glissements.....	37
II.4.1. Les coulées .....	37
II.4.2. Les écroulements.....	38
II.4.3. Le fluage.....	38
II.5. Stabilité des talus de carrières et des mines à ciel ouvert .....	40
II.5.1. Principaux facteurs influençant la stabilité des talus de carrières.....	40
II.5.1.1. La hauteur du gradin .....	40
II.5.1.2. La nature des terrains .....	40
II.5.1.3. L'eau souterraine .....	40
II.5.1.4. Les phases et les méthodes d'exploitation .....	40

II.5.1.5. La géométrie .....	41
II.6.Méthodes de calcul de la stabilité des talus.....	41
II.6.1.Définition du facteur de sécurité $F_s$ .....	41
II.6.2. Méthodes de calcul de la stabilité.....	42
II.6.2.1. Méthodes d'équilibre limite .....	43
II.6.2.2. Présentation du logiciel Slide.....	48
II.6.3. Méthodes des éléments finis .....	53
II.7. Stabilisation des talus rocheux.....	54
II.8. Conclusion.....	56
 <b>Chapitre III : Présentation de site d'étude</b> 	
III.1. Introduction.....	57
III.2. Généralité.....	57
III.2.1 Historique de site.....	57
III.2.2 Géologie régionale de Djebel el Onk .....	58
III.2.2.1 Litho stratigraphie régionale.....	58
III.2.2.2 La tectonique régionale .....	58
III.2.2.3 Situation géographique.....	58
III.2.2.4 Aperçu hydrogéologique.....	61
III.3 Géologie local de Djebel El Onk.....	62
III.3.1. Gisement de Kef Essnoun .....	62
III.3.2. Historique de recherche.....	62
III.3.3. Géologie du gisement.....	62
III.3.3.1 Les teneurs et les réserves géologiques.....	62
III.3.3.2. Infrastructures et cadre économique de la région.....	64
III.3.3.3. Composition minéralogique.....	64
III.4. Présentation de l'entreprise.....	64
III.4.1. Ferphos.....	64
III.4.2. Somiphos.....	64
III.4.2.1 Organisation de Somiphos.....	65
III.5. Méthode d'exploitation.....	65
III.5.1. Introduction.....	65

III.5.2 Généralité sur l'exploitation.....	65
III.5.2.1 Exploitation du phosphate .....	65
III.5.2.2 Les paramètre de la méthode d'exploitation.....	66
III.6. Conclusion.....	68

**Chapitre IV : Caractérisation de flanc nord-ouest de Kef Essnoun**

IV.1. Introduction.....	69
IV.2. Les propriétés physico-mécaniques.....	69
IV.2.1. Résistance à la compression uniaxiale .....	69
IV.2.2. Résistance à la traction.....	70
IV.2.3. Résistance au cisaillement.....	70
IV.2.4. Cohésion de l'échantillon ( $C_{ech}$ ) .....	70
IV.2.5. Angle de frottement interne de l'échantillon ( $Q_{ech}$ ).....	70
IV.2.6. Module de Young.....	70
IV.2.7. Coefficient de contraction transversale.....	71
IV.2.8. Densité .....	71
IV.3. Classification des massifs rocheux dans flanc Nord-Ouest de la mine de Kef Essnoun.....	71
IV.3.1. Classification RQDd'après Don Deer 1967 .....	71
IV.3.1.1. Classification RQD <sub>1</sub> pour les gradins de stérile (calcaire).....	72
IV.3.1.2. Classification RQD <sub>2</sub> pour les gradins de stérile.....	74
IV.3.1.3. Classification RQD <sub>3</sub> pour les gradins de minerai (phosphate).....	76
IV.4. Classification RMR du gradin 1,2 et3 Beniaowski, 1976 Dans la mine de phosphate de Kef Essnoun (flanc nord-ouest) .....	78
IV.4.1. Espacement entre discontinuités du gradin 1 ,2 et 3.....	78
IV.4.2. Classification RMR <sub>1</sub> du gradin de stérile 1 d'après Beniaowski.....	79
IV.4.3. Classification RMR <sub>2</sub> du gradin de stérile 2 d'après Beniaowski.....	81
IV.4.4. Classification RMR <sub>3</sub> du gradin de phosphate d'après Beniaowski.....	82
IV.5. Classification GSI.....	84
IV.6. Conclusion.....	84

**Chapitre V : Calcul de la stabilité de flanc nord-ouest de Kef Essnoun.**

V.1. Introduction.....	86
V.2. Modélisation de la stabilité par Slide 6.0.....	86
V.2.2. Calcul le coefficient de sécurité.....	88

## Sommaire

---

V.2.3. Phase de choix de surface de glissement .....	89
V.2.4. Phase de calcul.....	89
V.2.5.Phase d'interprétation des résultats .....	90
V.3. Conclusion.....	92
Conclusion générale.....	93

### **Références bibliographiques.**

### **Annexes.**

## **Introduction générale**

Le problème de la stabilité des talus dans les carrières et la stabilité des terrains en générale constitue l'une des préoccupations majeures des géotechniciens et des gestionnaires d'ouvrages d'art et miniers.

Dans le cas des carrières, ce problème est d'une importance capitale pour :

- assurer la continuité de la production.
- sauvegarder les vies humaines et les engins de production.

Ainsi, l'étude de la stabilité des talus et la détermination des paramètres géométriques des gradins sont nécessaires pour toutes les carrières.

La présente étude se propose d'étudier la stabilité des talus de la côte nord-ouest carrière de Djebel Onk (Kef – Essnoun, Wilaya de Tébessa).

Les différents chapitres de ce mémoire sont organisés dans quatre chapitres comme suit :

Le premier chapitre, nous avons écrit généralité des massifs rocheux et les systèmes de classification du massif rocheux.

Dans la deuxième chapitre, nous a permis d'aborder la classification et d'étude de stabilité de talus, l'objet de notre étude.

Dans la troisième chapitre, nous avons écrit la présentation de site de Kef -Essnoun.

Dans le quatrième chapitre, nous avons traité les propriétés physico-mécaniques de massifs rocheux de côte nord-ouest de Kef Essnoun et la classification du massif rocheux de cette région.

Dans le dernier chapitre, nous avons calculé la stabilité de la côte nord-ouest de la mine de Kef Essnoun.

Enfin, nous terminons par une conclusion générale qui souligne l'apport incontestable de notre travail.



*INTRODUCTION*

*GENERALE*

---





# *CHAPITRE I*

---

*CARACTERISATION DU MASSIF ROCHEUX ET  
SYSTEMES DE CLASSIFICATIONS DES MASSIFS  
ROCHEUX*

## **Chapitre I : Caractérisation du massif rocheux et systèmes de classifications des massifs rocheux**

### **I.1. 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 et les systèmes de classifications des massifs rocheux.

### **I.2. Caractérisation du massif rocheux**

#### **I.2.1. Définition de la roche et du sol**

- **Roches** : Géomatériaux possédant une cohésion ( $C \neq 0$ ) et une résistance à la compression simple supérieure à 10 Mpa.
- **Sols** : Géomatériaux 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.2.3. Notion sur la mécanique des roches**

Comme pour toutes les sciences dites de l'ingénieur ce sont les applications qui justifient l'individualisation de la mécanique des roches, après une longue période d'usage implicite usage qui n'était pas seulement de l'empirisme. Les sciences physiques, dont la mécanique, ont toutes commencé de cette façon. Plutôt qu'une science, la mécanique des roches est un art, au sens fort de l'art de construire, comme la résistance des matériaux et la mécanique des sols, qui l'ont précédée et gardent avec elle une étroite parenté ; c'est un ensemble de connaissances utiles pour un certain champ d'applications et validées par les sciences qu'elles impliquent (ce champ d'application étant susceptible de s'étendre avec les besoins de la société).

On appellera donc ici mécanique des roches la mécanique appliquée aux roches. Elle correspond en partie à ce qui en anglais rock engineering, mais le volume assigné à l'ouvrage ne permet pas d'évoquer les normes, codes et recettes utilisés par la professionnelle.

La mécanique est le chapitre de la physique qui couvre la connaissance des forces et de leurs effets, déformation, rupture et déplacement.

La mécanique des roches concerne des milieux continus, tant solides que fluides, mais aussi et surtout divers types de milieux discontinus et de milieux associant solides et fluides ; si elle tend à privilégier les concepts de déformation et de contrainte, elle fait appel à presque tous les chapitres des sciences mécaniques et elle fournit les outils indispensables aux simulations modernes.

#### **I.2.4. 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.2.5. 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.2.6. Discontinuités du massif rocheux**

##### **I.2.6.1. 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 à 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 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.2.6.2. Paramètres géométriques**

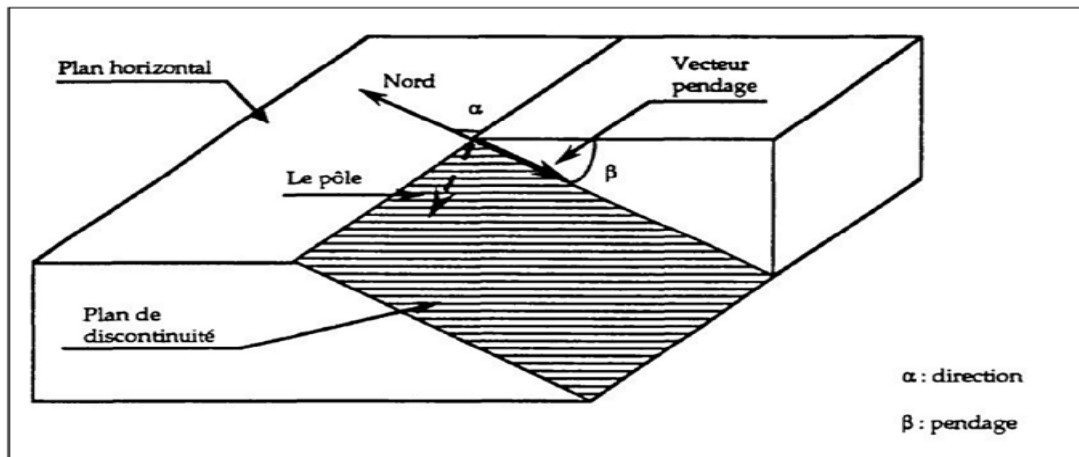
Beaucoup de discontinuités sont le résultat d'une ou plusieurs actions mécaniques que le massif a subi au cours de son histoire tectonique. A chacune de ces actions, on peut associer une ou plusieurs familles de discontinuités. L'étude statistique fait apparaître généralement les familles de discontinuités 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. [3]



**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. [3]

### **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.2.6.3. 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. On conçoit aisément qu'une faille lustrée dont les épontes sont parfaitement lisses sera plus dangereuse du point de vue de la stabilité qu'une diaclase calcifiée et cimentée. 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. [4]

### I.2.7. 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 :

- ✓ Les roches dures, avec  $R_c$  (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 ;
- ✓ Les roches semi dures, avec  $8 < R_c < 80$  MPa, fracturées, intensivement altérables, non gonflantes, non plastiques : roches magmatiques et métamorphiques altérées, grès argileux, schistes, argilites, pélites, marnes, conglomérats calciques, calcaires détritiques, charbons ;
- ✓ Les roches faibles (argileuses), avec  $R_c < 8$  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 ;
- ✓ 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 ;
- ✓ Les vases, les tourbes, et les sols mouvants, avec une cohésion  $< 20$  KPa, le frottement interne absent en état saturé. [4]

### **I.2.8. Les propriétés physico-mécaniques des roches**

La reconnaissance des massifs rocheux permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

Les propriétés physico-mécaniques des roches et des sols sont une source capitale dans la compréhension de son comportement dont la complexité est avérée. Ces dernières ont une grande influence sur la stabilité des talus et des pentes.

Parmi les propriétés physiques, les plus importantes sont : la masse volumique, la porosité, l'humidité et la dureté....

Les propriétés mécaniques sont : la résistance à la compression, la résistance à la traction et la résistance au cisaillement (l'angle de frottement interne et la cohésion).

#### **I.2.8.1. Les propriétés physiques des roches**

### A. La porosité

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

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

La porosité varie de quelque % à plus de 40 % dans les roches sédimentaires, elle est plus faible, dans les roches magmatiques, souvent inférieure à 1 %.

Les essais géotechniques au laboratoire militaire de Canada [56] ont porté une classification des roches selon leur porosité comme suivant :

- Roches de faible porosité :  $0 < p < 5 \%$ .
- Roches de porosité moyenne :  $5 < p < 10 \%$ .
- Roches de porosité élevée :  $10 < p < 20 \%$ .
- Roches de grande porosité :  $p > 20 \%$ .

### B. 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 :

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \rho_d = \frac{M_s}{V_t} \rho_h = \frac{M_h}{V_t} \rho_{sat} = \frac{M_{sat}}{V_t} \quad (\text{I.2})$$

Avec :

$M_s$  la masse du matériau sec ; g.

$V_s$  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 saturée ; g.

$\rho_d$  dépend de la porosité de la roche, par contre  $\rho_s$  ne dépend que de la minéralogie.

### C. La teneur en eau

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

$$w = \frac{M_w}{M_s} \quad (\text{I.3})$$

- $M_w$  est la masse d'eau.



- $M_t$  est la masse totale de l'échantillon.
- $M_s$  est la masse sèche des grains solides.

#### D. Le degré de saturation

C'est le rapport du volume de l'eau contenue dans l'échantillon au volume des vides.[5]

$$S_r = (V_w / V_v) * 100 \quad (I.4)$$

- ✓  $V_w$ : volume de l'eau dans l'échantillon,  $cm^3$  ;
- ✓  $V_v$  : volume des vides,  $cm^3$ .

#### E. La dureté

La dureté d'un minéral est due à la structure du cristal lui-même : comment les atomes qui le forment, à l'échelle microscopique, sont organisés. Plus ces atomes sont liés fortement entre eux, plus le minéral sera dur. C'est donc une propriété propre au minéral, et elle permet de le reconnaître. Certains minéraux peuvent changer de couleur, mais pas de dureté. La mesure de la dureté permet donc de reconnaître un minéral.

Le scientifique, Friedrich Mohs, a eu l'idée de choisir dix minéraux, et de les classer du plus tendre au plus dur ; ils sont numérotés de 1 à 10, et servent d'échelle : c'est ce que l'on appelle l'échelle de Mohs :[6]

**Tableau I.1** : Echelle de dureté de Mohs.

Minéral	Talc	gypse	Calcite	Fluorine	Apatite	Orthose	Quartz	Topaz	Corindon	Diamant
Dureté	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Il existe aussi des pointes de métal numérotées, et créées spécialement pour cela : chacune a une dureté égale à un des minéraux de l'échelle de Mohs : ils sont très pratiques pour mesurer la dureté, surtout quand le scientifique travaille en exploration sur le terrain.

Cette mesure de la dureté est essentiellement réservée aux pierres calcaires. La détermination de la largeur d'une rayure fournit pour chaque matériau une valeur chiffrée de la dureté. Ceci présente l'avantage de pouvoir mettre en relation les valeurs de dureté avec celles se rapportant à des caractéristiques physiques et mécaniques [7].

La caractéristique de dureté s'obtient par la mesure de la largeur d'une rayure faite sur la surface rectifiée d'un bloc de pierre.

La valeur obtenue est en relation avec la difficulté de taille et l'usure des instruments. La largeur des rayures varie en général de 0,1 mm pour les pierres les plus dures à 3,5 mm pour les plus tendres.

**F. Le degré de fissuration des roches**

Les fissures ou les discontinuités sont la clef du comportement des roches et des massifs rocheux. On peut les définir comme des vides plats dont le rapport de l'épaisseur à la longueur est de l'ordre de  $10^{-3}$ . Sous l'effet des charges, ces fissures se referment progressivement, donc avec un changement de géométrie et, comme pour les sols, avec une non-linéarité entre efforts et déformations, du moins tant que les fissures ne sont pas complètement fermées, ce qui se produit à des pressions variables selon les roches et leur état de fissuration, mais qui peut être de l'ordre de 25 à 50 Mpa pour un calcaire (soit la pression géostatique correspondant à une profondeur de 1000 à 2000 m) [8].

La présence des fissures a une importance considérable (à l'échelle du joint de grains).

L'indice de fissuration est égal à la distance moyenne entre les fissures :

$$ID = \frac{L}{n} \quad (I.4)$$

- L : longueur de la partie étudiée du massif (en m).
- n : nombre de fissures sur la partie mesurée.
- Le tableau I-2 donne une classification des roches en fonction des valeurs de ID.

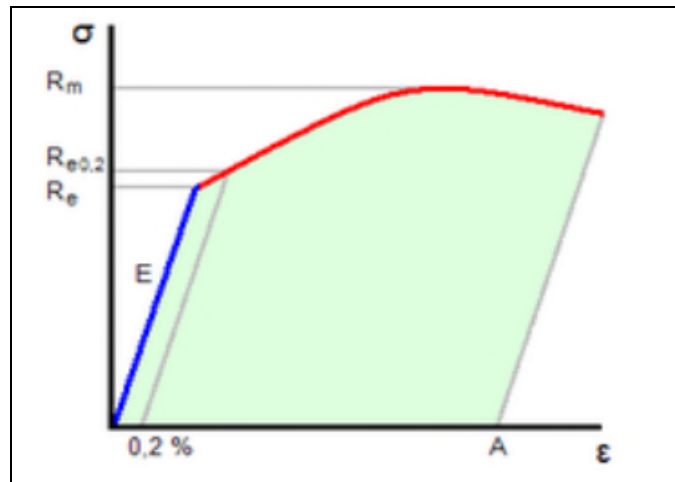
**Tableau I.2 :** Classification des discontinuités en fonction d'ID (d'après B.R.G.M.- Guide de prospection des matériaux de carrière). [9]

Classe	Intervalle moyenne entre	Densité des discontinuités
ID1	>200	Très faible
ID2	60 à 200	Faible
ID3	20 à 60	Moyenne
ID4	6 à 20	Forte
ID5	< 6	Très forte

**G. Module de Young:**

Le physicien britannique Thomas Young (1773-1829) avait remarqué que le rapport entre la contrainte de traction appliquée à un matériau et la déformation qui en résulte (un allongement relatif) est constant, tant que cette déformation reste petite et que la limite d'élasticité du matériau n'est pas atteinte.

La loi d'élasticité est la loi de Hooke:  $\sigma = E \cdot \epsilon$  (I.5)



**Figure I.2.** Diagramme contrainte-déformation.

- $\sigma$  est la contrainte (en unité de pression).
- $E$  est le module de Young (en unité de pression).
- $\epsilon$  est l'allongement relatif, ou déformation (adimensionnel).

Le module de Young est la contrainte mécanique qui engendrerait un allongement de 100 % de la longueur initiale d'un matériau (il doublerait donc de longueur), si l'on pouvait l'appliquer réellement : dans les faits, le matériau se déforme de façon permanente, ou se rompt, bien avant que cette valeur soit atteinte [10].

#### **H. L'abrasivité :**

L'abrasivité caractérise la capacité d'une roche à provoquer l'usure d'un outil tel que pièce de concasseur, taillant de forage, molette ou pic de machine foreuse. Cette propriété est importante pour les travaux d'exploitation des matériaux rocheux, en souterrain comme à ciel ouvert. Elle dépend à la fois de la teneur en minéraux durs (quartz notamment) et de la résistance de l'assemblage des grains (cohésion de la roche).[11]

#### **L. L'altérabilité :**

On appelle altérabilité la sensibilité d'une roche aux modifications du milieu environnant.

L'altération physico-chimique traduit la capacité de gonflement, de délitage ou de dissolution d'une roche. Divers essais existent pour quantifier l'altérabilité d'une roche ; aucun cependant ne s'est véritablement imposé.

En France, pour la réutilisation en terrassement des matériaux rocheux, a été défini un coefficient de dégradabilité, fondé sur l'évolution granulométrique de granulats après des cycles d'immersion-séchage conventionnels : l'essai met bien en évidence le caractère évolutif des roches marneuses ou schisteuses.[11]

### I.2.8.2. Les propriétés 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 ....etc.

#### A. Les paramètres mécaniques de la résistance

##### A.1. Résistance à la compression

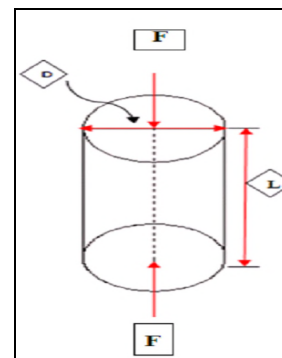
Elle est déterminée lors des essais de compression simple. Dans cet essai, l'échantillon est pris sous la forme d'une carotte (éprouvette cylindrique), d'élancement  $L/D$  ( $L$  : hauteur,  $D$  : diamètre) compris entre 2 à 2,5 avec deux faces planes, lisses et parallèles obtenues par une rectification soignée [12].

L'échantillon est ensuite placé entre les plateaux d'une presse et la force axiale est augmentée jusqu'à la rupture de l'éprouvette. On appelle résistance à la compression (notée  $R_c$ ) la contrainte maximale supportée par l'échantillon avant la rupture lors d'un essai de compression. La valeur maximale  $F$  de la force permet de calculer la résistance en compression uniaxiale  $R_c$  de la roche :

$$R_c = F/S \text{ [en kgf/cm}^2\text{]} \quad \text{(I.6)}$$

$F$  : effort (charge) maximale atteinte (juste avant la rupture).

$S$  : est la surface de la section de l'éprouvette sur laquelle on applique l'effort  $F$ .



**Figure I.3.** disposition expérimental. **figure I.4.** schéma de la compersion uniaxiale.

Le tableau I-5 donne une classification des roches en fonction de leur résistance à la compression proposée par la société internationale de mécanique des roches [12].

**Tableau I.3.** Classification des roches en fonction de la résistance à la compression.

Roches	Faiblement résistantes	Moyennes	Résistantes	Très résistantes
$R_c$ (MPa)	< 5	20	60	>60

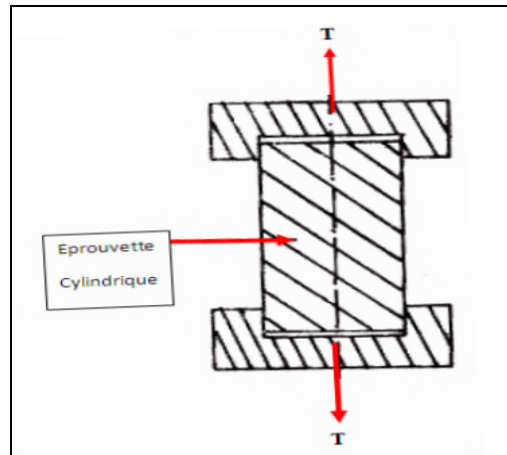
## A.2. Résistance à la traction

- **Traction directe**

En soumettant une éprouvette cylindrique à une traction uniaxiale, la résistance à la traction simple est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohésion des échantillons des roches massives. [12]

$$R_t = \frac{P_{\max}}{A_0}; \text{Kgf} / \text{cm}^2 \quad (\text{I.7})$$

- $P_{\max}$  = valeur finale atteinte par l'effort appliqué.
- $A_0$  = surface transversale.



**Figure I.5.** Essai de traction directe.

- **Traction indirecte**

L'essai de résistance à la traction indirecte, dit aussi essai brésilien, est réalisé en comprimant entre les plateaux de la presse une éprouvette cylindrique le long de deux génératrices opposées (figure I.11). La rupture est obtenue par traction au centre de l'éprouvette. On évite ainsi les difficultés de collage des têtes nécessaires dans les essais de traction directe. Si  $F$  est l'effort fourni par la presse au moment de la rupture,  $D$  le diamètre de l'éprouvette et  $L$  sa hauteur, la résistance à la traction indirecte est donnée par la formule suivante [12]:

$$R_t = \frac{2F_{\max}}{\pi DL} \text{ [Kgf/cm]} \quad (\text{I.8})$$

- $F_{\max}$  la charge maximale appliquée.
- $D$  et  $L$  : dimensions de l'éprouvette cylindrique.

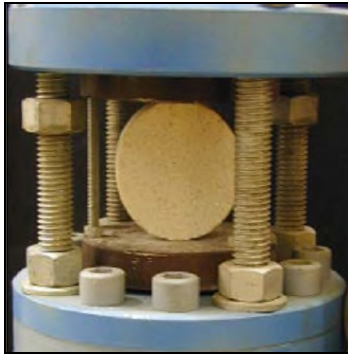


Figure.I.6.Dispositif expérimental

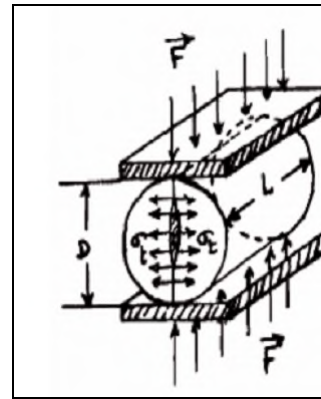


Figure.I.7.Schéma de la Traction indirecte.

Le tableau I.6 donne une classification des roches en fonction de leur résistance à la traction proposée par la société internationale de mécanique des roches.[12]

Tableau I.4. Classification des roches en fonction de la résistance à la traction.

Roches	Faiblement	Moyennes	Résistantes	Très
Rt (Mpa)	0.40	1.50	4.00	>20

### A.3. La résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement d'un sol est la résistance interne par unité de surface qu'un sol peut offrir pour résister à une rupture ou à un cisaillement le long d'un plan. Elle représente la contrainte tangentielle limite avant la rupture dans un essai de cisaillement. [13]

On distingue :

- Cisaillement direct.
- Cisaillement simple.
- Cisaillement triaxial.
- **Cisaillement direct**

En mécanique des sols, les premiers types d'essai sont historiquement les essais de cisaillement direct (Coulomb en 1776). L'appareillage nécessaire pour effectuer cet essai est la boîte de Casagrande. Le principe consiste à cisailier une éprouvette suivant un plan déterminé à l'avance en exerçant un effort normal constant et un effort tangentiel croissant. Les contraintes appliquées sont totales au départ.

Ensuite, l'éprouvette est progressivement cisailée. La boîte de Casagrande comprend deux boîtes qui viennent coiffer l'éprouvette à tester en laissant libre une zone centrale de faible épaisseur.( cf. figure I.13). [13]

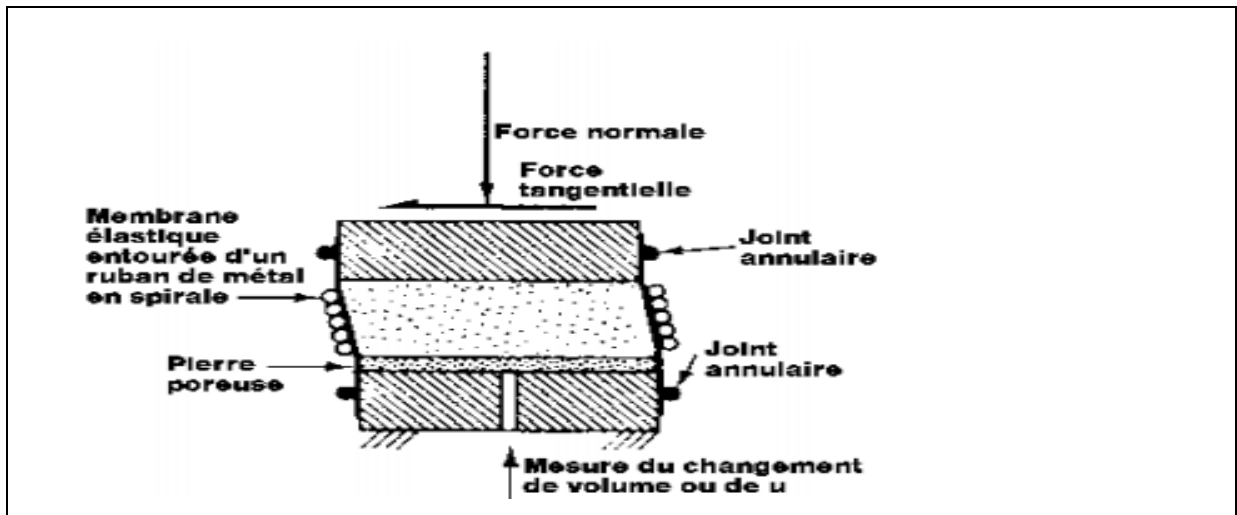


Figure.I.8. Principe du Cisaillement direct.

- **Cisaillement simple** : Comparable à l'essai de cisaillement direct. Le cisaillement est appliqué en haut et en bas de l'échantillon. Cet essai permet d'éviter le problème de concentration des contraintes rencontré dans l'essai de cisaillement direct. Il permet aussi d'effectuer des essais drainés et non drainés; ainsi que des chargements dynamiques ou statiques. Dans cet essai, il y a rotation des contraintes comme dans le cisaillement direct.

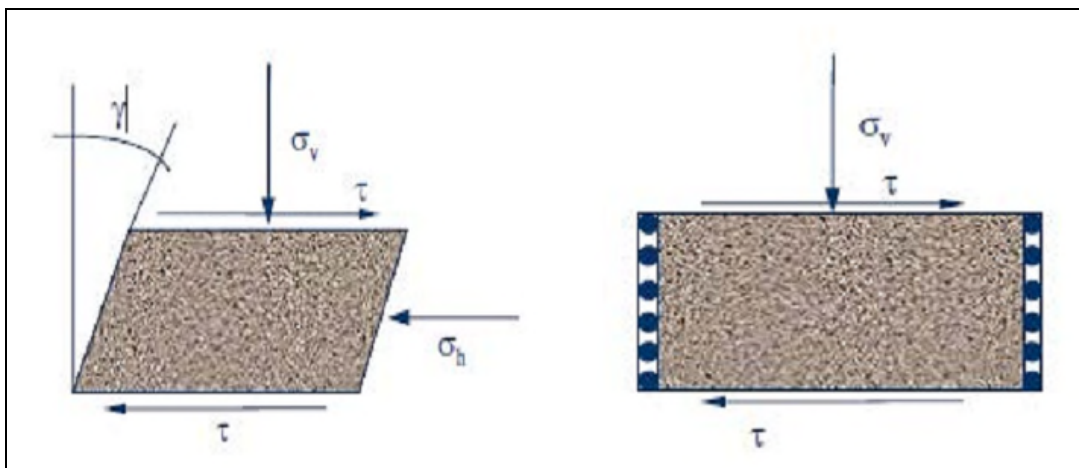
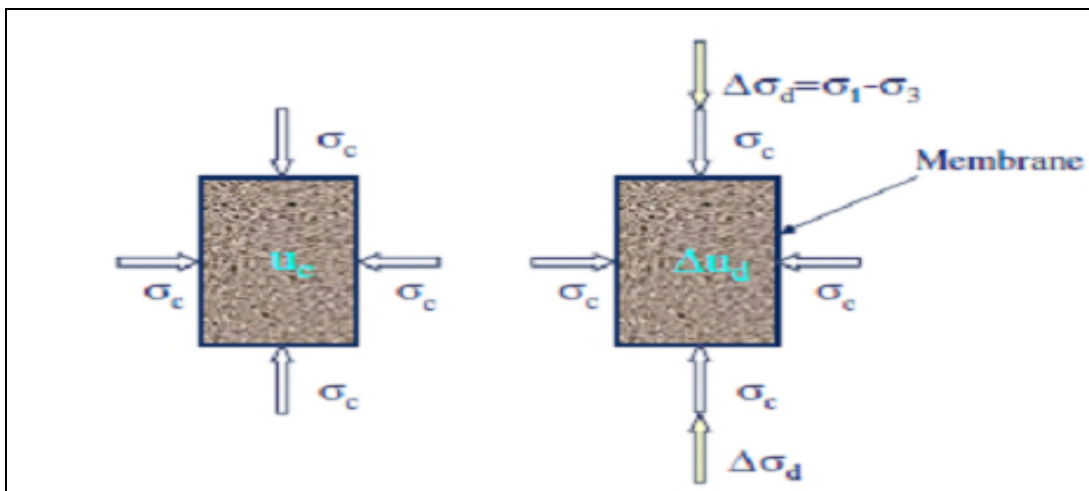


Figure.I.9.Principe du cisaillement simple.

- **Cisaillement triaxial** : L'essai triaxial est un test standard de laboratoire en mécanique des sols. L'appareil triaxial classique permettant d'effectuer cet essai a été conçu initialement par Bishop & Henkel. Cet essai triaxial permet de contrôler les contraintes principales. [13]

Cet essai se réalise en soumettant un échantillon cylindrique à une pression hydrostatique de confinement  $\sigma_c$  (contrainte dans la cellule). Une contrainte déviatorique est appliquée verticalement.

Puisque aucune contrainte extérieure de cisaillement n'est appliquée, les contraintes horizontale et verticale sont des contraintes principales. [13]



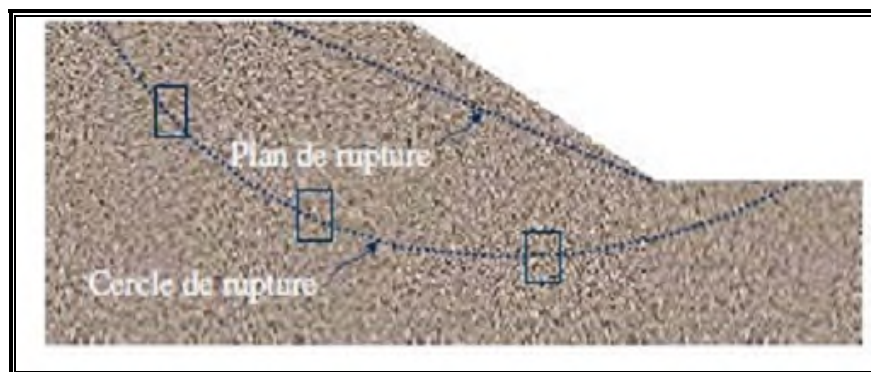
**Figure.I.10.** Principe de l'essai Triaxial.

## I.2.9. Les paramètres mécaniques enveloppes de rupture

### I.2.9.1. Définition de la rupture

La résistance au cisaillement d'un sol est la résistance interne par unité de surface qu'un sol peut offrir pour résister à une rupture ou à un cisaillement le long d'un plan.

La contrainte appliquée qui peut causer la rupture doit être déterminée et elle est située sur un plan critique donné → Cercle de Mohr. [06]



**Figure I.11.** Rupture d'un sol.



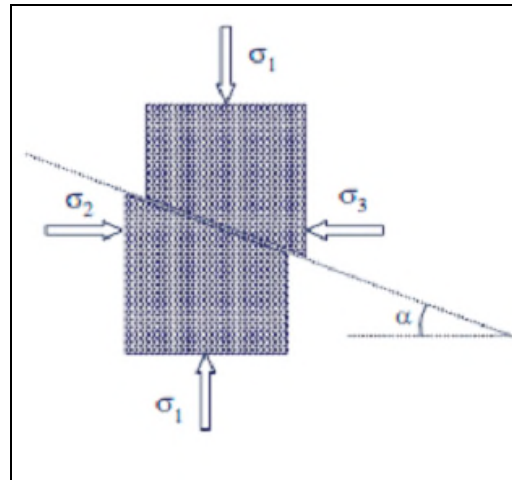


Figure I.12. Les contraintes provoquant la rupture.

### I.2.9.2. Critère de Mohr Coulomb

Le cercle de Mohr est une représentation graphique des états de contrainte à deux dimensions, proposée par l'ingénieur allemand Christian Otto Mohr en 1882.

Pour des échantillons d'une même roche, on fait varier expérimentalement  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  ; on note les valeurs provoquant la rupture et l'angle de rupture correspondant. La représentation graphique dite du Cercle de Mohr situe le domaine de la rupture par rapport aux valeurs des contraintes  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  et à la contrainte tangentielle  $\tau$  exercée sur le plan de rupture. Par convention, on prend des valeurs négatives de  $\sigma_3$  dans le cas de la traction. Le cercle de Mohr permet donc de prévoir la résistance à la rupture d'un matériau, les conditions limites de la rupture et l'angle de rupture correspondant pour des valeurs données de  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  et  $\tau$ . [14]

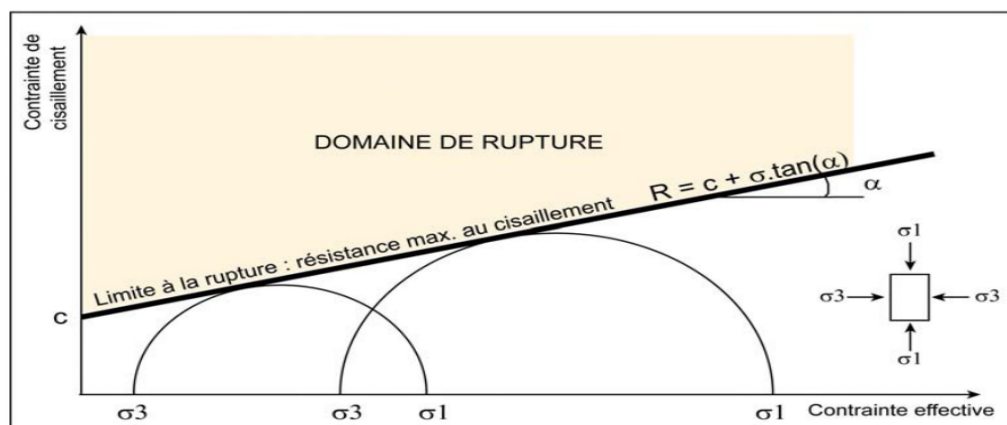


Figure I.13. Représentation de la droite de Mohr-Coulomb.

### I.2.9.3. Critère de Hoek et Brown

Lorsqu'on étudie un massif rocheux fracturé, on se rend compte assez rapidement des limitations imposées par les modèles du type linéaire Mohr-Coulomb. En effet, les tests effectués en laboratoire (essais de résistance, détermination des paramètres mécaniques) permettent en général de dresser un profil de résistance de la matrice rocheuse, qui ne correspond pas à celui du massif rocheux in situ [15].

Pour rendre compte du comportement réel du massif rocheux, il est donc nécessaire d'inclure aux modèles constitutifs l'influence des discontinuités, la fracturation interne ayant un effet notable sur la réponse mécanique des matériaux. Hoek et Brown (1980) ont proposé une technique permettant d'obtenir une estimation de la résistance mécanique pour des roches fracturées, basée sur une évaluation de l'assemblage et des conditions de surface entre les blocs rocheux. Conçu initialement pour l'étude de milieux rocheux moyennement à fortement fracturés, le critère non linéaire (purement empirique) de Hoek-Brown est sensé décrire une grande variété de roches et massifs rocheux. Du fait de l'absence d'autres alternatives dans l'étude des milieux rocheux fracturés, ce critère a été fréquemment utilisé et il a été révisé à plusieurs reprises afin de pouvoir accroître son domaine d'application. Désormais, le critère de rupture généralisé de Hoek-Brown (1994) permet de décrire le comportement des roches de très mauvaise qualité, qui pourraient presque être classées en tant que sols [16].

Le principe de ce critère de rupture est dans le fait que la contrainte de cisaillement tangentielle  $\tau$  appliquée sur une facette augmente moins vite avec la contrainte normale  $\sigma_N$  qu'avec le critère habituel de Mohr-Coulomb.

$$\tau = A.R_c \left( \frac{\sigma_N}{R_c} - T \right)^B \quad (\text{I.9})$$

- A et B sont des constantes qui définissent la forme de l'enveloppe dans le plan de Mohr.  $R_c$  est la résistance à la compression uniaxiale de la roche.
- $\tau$  est la résistance au cisaillement.
- $\sigma_N$  est la contrainte normale.
- T est lié au massif rocheux et qui se calcule par la formule suivante :

$$T = \frac{1}{2} (m - \sqrt{m^2 - 4s}) \quad (\text{I.10})$$

Hoek et Brown ont proposé, en fonction de la nature lithologique dominante et du degré de fracturation et de l'altération moyenne du massif, des lois de comportement

empiriques pour les masses rocheuses considérées . A partir de là on peut alors raisonner sur un massif rocheux équivalent comme on le ferait sur un sol homogène.

#### I.2.9.4. La cohésion et l'angle du frottement interne

- **la cohésion C**, il faut souligner le rôle important de l'eau. En effet, lorsque la quantité d'eau est très importante, les particules du sol sont séparées les unes des autres et la cohésion du sol est alors nulle.

En revanche la présence d'eau peut donner une certaine cohésion, cohésion apparente, à des sols qui n'en n'ont aucune lorsqu'ils sont secs.

Dans les argiles et limons, cette cohésion apparente peut être très élevée. A noter que les sols grossiers, comme les graviers, ont une cohésion nulle, quelle que soit leur teneur en eau. [17]

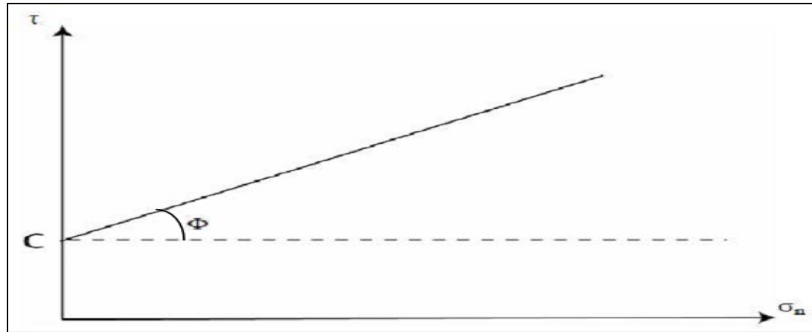
- **L'angle de frottement interne  $\Phi$**  correspond à l'angle formé naturellement par un matériau mis en tas, par rapport à l'horizontale. Il dépend du type de sol et plus particulièrement de l'émoussé de ses grains : plus ces derniers sont anguleux, plus l'angle de frottement interne sera élevé.

Ces deux paramètres sont déterminés, pour un sol donné, par des essais en laboratoire. Leur représentation par une droite, la droite de Mohr-Coulomb, permet d'obtenir une représentation de la résistance au cisaillement de ce sol selon les contraintes exercées sur lui et, ainsi, de connaître la limite à la rupture de ce sol. C'est la raison pour laquelle on appelle également cette droite l'enveloppe des cercles à la rupture. [18]

Un troisième terme apparaît dans la loi de Coulomb, il s'agit de  $\sigma'$ , la contrainte effective, qui est normale à la pente. C'est la contrainte correspondante aux efforts transmis par les grains du squelette minéral du sol, au niveau de leurs points de contact. La contrainte effective est, d'après la loi de Terzaghi, la contrainte totale ( $\sigma$ ) à laquelle on soustrait la contrainte neutre ( $u$ ), soit la pression de l'eau remplissant les interstices du sol.

$$\text{Loi de Terzaghi : } \sigma' = \sigma - u. \text{(I.11)}$$

La courbe représentative de ( $\tau$ ) en fonction de ( $\sigma_n$ ) est donnée a partir de cette courbe on peut déterminer graphiquement la cohésion et l'angle de frottement interne de l'échantillon ( $C$  et  $\Phi$ ).



**Figure I.14.** Courbe représentative de  $\tau$  en fonction de  $\sigma_n$ .

### I.2.9.5. Angle de dilatance ( $\psi$ )

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

$$V = p - 30^\circ, \text{ pour } \phi > 30^\circ ; \quad (\text{I.12})$$

$$V = 0^\circ, \text{ pour } \phi < 30^\circ. \quad (\text{I.13})$$

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

### I.2.9.6. 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.

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

### I.3. Influence du massif rocheux sur les tirs

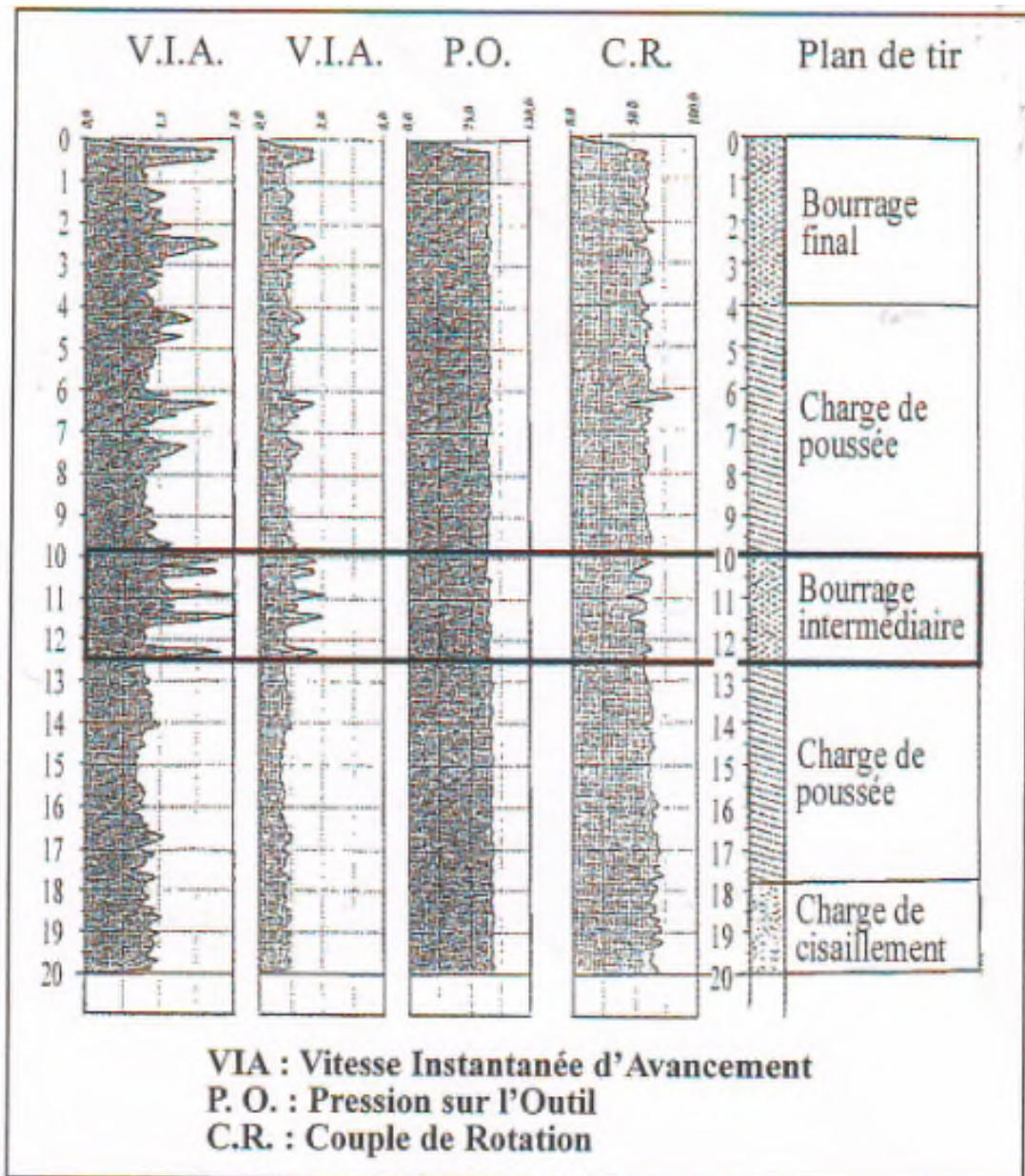
Si l'on possède maintenant une assez bonne connaissance des mécanismes de la transmission de l'énergie explosive au massif rocheux, la quantification de cette transmission et l'influence des caractéristiques du massif sur celle-ci sont encore du domaine de la recherche scientifique. Il est clair que l'interaction du massif est primordiale. Pour

schématiser, un massif homogène, même très dur, ne présente pas de difficulté spéciale à fragmenter, sous réserve d'adapter le plan de tir pour cela. C'est le cas quotidiennement dans les exploitations de roches ornementales. Par contre, il est très difficile d'abattre un massif de nature hétérogène, très fracturé ou karstifié, particulièrement si les discontinuités sont ouvertes (massif décomprimé).

Non seulement le rendement du tir sera mauvais, mais les conditions opératoires seront rendues complexes : mauvaise précision de la foration, non stabilité des parois des trous de tir, présence d'eau, difficultés de chargement de l'explosif, risques de rupture du circuit d'amorçage, effets arrière importants, etc.

Il n'est pas possible de faire un inventaire exhaustif de l'influence de chaque élément ou type d'hétérogénéité du massif sur le tir en général (tir et foration liée). En conséquence, ce thème sera développé ci-après de plusieurs façons. La première sera de résumer dans les tableaux joints les principaux types d'influence en fonction des éléments du massif .

Dans la deuxième partie, on illustrera par des commentaires et/ou des figures tirées de la littérature les influences de la matrice, des discontinuités, de la présence d'eau et du massif rocheux pris dans son ensemble.



**Figure I.15** Diagrammes instantanés –application à la détermination de chargement d'un trou de tir.

## I.4. Systèmes de Classifications du massif rocheux

### I.4.1.Introduction

Le rôle principal qu'on attribue généralement des méthodes de classification des massifs rocheux est celui d'aide à la conception d'ouvrages en milieux rocheux. Ces systèmes sont en effet à la base des méthodes de dimensionnement empiriques. Leur rôle consiste de combiner les informations provenant d'observations, de mesures ou encore de l'expérience de manière à fournir des estimations quantitative et qualitative sur la situation du massif et le type du soutènement adéquat (Macieja, 2012).

### I.4.2. Classifications du massif rocheux

Il existe 16 systèmes de classification des massifs rocheux qui ont été développés pour leur utilisation en génie civil et minier, et ce, en se basant, en grande partie, sur la fissuration et le comportement mécanique de ces massifs. Malgré que ces systèmes soient largement utilisés en ingénierie, leur habilité à considérer la résistance anisotropie et l'effet d'échelle demeure limitée (Macieja, 2012), les méthodes de classifications le plus utilisé sont : Les systèmes le plus utilisés sont:

- RQD (Rock Quality Designation) d'après Deere (1968);
- RMR (Rock Mass Rating) d'après Bieniawski (1989);
- GSI (Geological Strength Index) d'après Hoek- Brown (1995);
- Q Barton (1974) ;
- SMR (Sope Mass Ratting) d'après Romana (1985).[20]

#### I.4.2.1. Systèmes du RQD (Rock Quality Designation)

Proposé par Deere en 1964 et obtenu à partir de carotte de forage géologique, c'est un indice représentant l'évaluation du pourcentage des carottes récupérées sur une longueur de course précise.[21]

##### A. Principe de calcul du RQD

Basé sur un procédé qualitatif, seule la somme des longueurs de morceaux de plus de 10 cm (4 pouces) est conservée. Cette somme est divisée par la longueur de course de la carotte de forage. Ce paramètre est défini comme suit:

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur des carottes} > 10\text{cm}}{\text{Longueur de la passe du forage (longueur total des carottes extraites)}} \times 100 \quad (I.14)$$

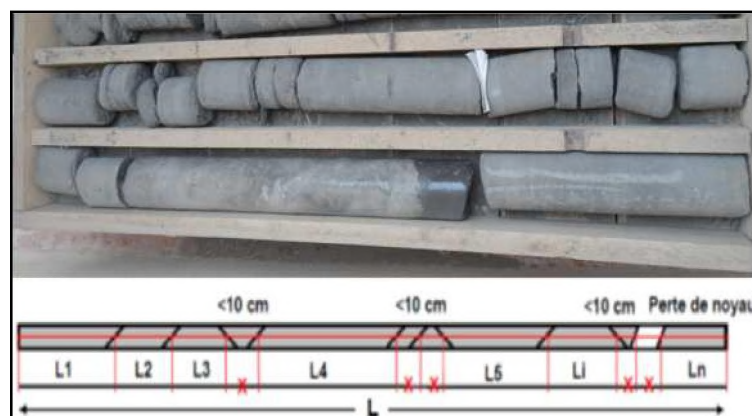


Figure I.16. Une carotte (Zhao J., 2008).

Palmström (1982) a suggéré que, lorsque les carottes ne sont pas disponibles mais les discontinuités sont visibles à la surface d'exposition (face libre du gradin), le RQD peut être estimé à partir du nombre de discontinuités par unité de volume. La relation suggérée pour des masses rocheuses contenant de l'argile libre est :

$$RQD = 115 - 3,3 J_v \quad (I.15)$$

Où  $J_v$  est le nombre de joints de fissure par mètre cube. Si  $J_v$  est inférieur à 4,5 on utilise  $RQD = 100$ . Dans ce cas les fractures et fissures induites par le tir ne sont pas comptabilisées.

Le RQD est supposé représenter la qualité de la masse rocheuse in-situ.[21]

### B. Classification de massifs rocheux par RQD

La relation entre la valeur du RQD et la qualité du massif peut être établie selon la proposition de Deere en 1988. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau I.5.** Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux.

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

#### I.4.2.2. Système du RMR (Rock Mass Rating)

Le RMR a été développé par Bieniawski dans les années 1970. Il est basé sur l'expérience professionnelle de l'auteur dans des tunnels de faible profondeur pour des massifs sédimentaires.[19]

Depuis son apparition, le système initial a reçu de nombreuses modifications et extensions, par Bieniawski, 1974 ; 1976 ; 1979 et dernièrement en 1989 :

- En 1974, Bieniawski présente la première modification qui est un réarrangement des paramètres de la classification (il passe de 8 à 6 paramètres).
- En 1976, Bieniawski effectue des modifications par rapport au design de support de terrain, réduit le nombre de classes de roche à 5 groupes dominants de 20 points chacun et introduit le concept de rugosité.
- En 1979, Bieniawski réajuste pour la dernière fois la valeur du coefficient pour l'eau, la condition et l'espacement de joints.
- En 1989, Bieniawski a joint des directives de sélection du patron du support de terrain pour une combinaison de boulons mécanique, béton projeté et arche d'acier selon la



qualité du massif rocheux. Dans le domaine minier, plusieurs facteurs influencent ces directives de support de terrain telles que la forme, la grandeur, profondeur de l'excavation ainsi que la technique utilisée. Beaucoup de précautions doivent être apportées lors de l'application du RMR pour le design de support dans le domaine minier. Lors de chaque modification, il y a eu une redistribution des valeurs pour les différents paramètres. Pour cette raison, l'utilisateur du système doit mentionner quelle version est utilisée afin de bien classifier le terrain (Bieniawski, 1989).[19]

#### **A. Principe de calcul du RMR**

Se repose sur la simplicité à déterminer les différents paramètres suivants :

- A1 : Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte;
- A2 : RQD(Rock Quality Index);
- A3 : Espacement moyen des discontinuités;
- A4 : Condition des discontinuités (ouverture, persistance, rugosité...);
- A5 : Les conditions hydrogéologiques du massif rocheux ;
- A6 : Orientation des discontinuités par rapport aux directions représentatives du problème traité.

Les notes A1, A2 et A5 correspondant aux paramètres établies pour l'ensemble du massif rocheux, alors que A3, A4 et A6 sont évaluées pour chaque famille de discontinuités.

$$\text{RMR de base} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 \quad \text{(I.16)}$$

**Tableau I.6** : Tableau récapitulatif de classification des roches et notes de pondération

Paramètres		Coefficients							
	Résistance de la roche	Indice Franklin	>8 MPa	4-8 MPa	2-4 Mpa	1-2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 Mpa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D.	90-100	75-90	50-75	25-50	< 25			
	Note	20	17	13	8	3			
3	Espacement des joints	>3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	< 50mm			
	Note	30	25	20	10	5			
4	Nature des joints	continues Eponte en contact	Surfaces très rugueuses non rugueuses	Eponte non rugueuses	Epaisseur < 1 mm	Eponte altérées	Surfaces légèrement rugueuses	Epaisseur < 1 mm	Eponte rugueuses
		continues	Eponte en contact	rugueuses	Epaisseur < 1 mm	Eponte altérées	légèrement rugueuses	Epaisseur < 1 mm	Eponte rugueuses
	Note	25	20	12	6	0			
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m d'eau	Aucune venue d'eau	< 25 l/min	25-125 l/min	> 25 l/min			
		Pression d'eau contrainte principale	0	0.0-0.2	0.2-0.5	> 0.5			
	Hydrogéologie	sec	Complètement sec	(eau interstitielle)	Suintements (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note	10	7	4	0				

Inspiré par un des paramètres dans le système de classification RSR (Rock Structure Ratin) de Wickham et al., 1972, Bieniawski suggère un paramètre de réduction tenant compte de l'orientation du tunnel par rapport à l'indication du pendage. Le paramètre A6 est négatif

afin de réduire la qualité du massif rocheux. La classification doit tenir compte de l'influence de conditions externes applicables à l'ingénierie :  $RMR_{\text{modifié}} = RMR_{\text{de base}} + A6$

**Tableau I.7.** Valeur du paramètre de réduction A6 selon l'orientation du tunnel par rapport à l'indication du pendage, (Bieniawski, 1989).

Pendage et direction des discontinuités		Très Favorable	Favorable	Bonne	défavorable	Très défavorable
Note	Tunnel	0	-2	- 5	- 10	- 12
	Fondation	0	-2	- 7	- 15	- 25
	Talus	0	-5	- 25	- 50	-60

Bieniawski (1976) présente une classification et description pour le massif rocheux selon l'indice RMR final. Cette classification comprend 5 groupes d'intervalle de 20 points par classe dont la description rocheuse variant entre roches de très faible qualité à très bonnes roches.[19]

**Tableau I.8.** Qualité du massif rocheux selon le RMR (Bieniawski, 1976).

Note globale	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
<b>Classe du massif rocheux</b>	I	II	III	IV	V
<b>Description du massif rocheux</b>	très bon rocher	bon rocher	rocher moyen	rocher médiocre	rocher très médiocre

**Tableau I.9.** Relations entre RMR sec et la résistance à la compression simple (Stille et al.1982).

RMRsec	RMRsec= A1 + A2 + A3 + A4				
	<21	21 – 40	41 – 60	61 – 80	>80
<b>Rc(MPa)</b>	0,5	2,5	5	2	30

#### I.4.2.3.La méthode de Romana (SMR)

Le SMR (Slope Mass Rating) (Romana 1985, Romana 1995) est davantage orienté vers la stabilité des pentes rocheuses.

Le système SMR est obtenu à partir du RMR en lui ajoutant un produit de facteurs d'ajustement dépendant de la relation joints – talus et en lui additionnant un facteur dépendant de la méthode d'excavation.[22]

$$SMR = RMR + (F1.F2.F3) + F4. \tag{I.17}$$

La valeur du RMR est la valeur « de base » sans l'ajustement dû à l'orientation des discontinuités.L'ajustement pour les joints est composé des trois facteurs F1, F2 et F3.

- ✓ F1 : Dépend du parallélisme entre les directions des joints et des talus. Ce facteur peut varier de 1 (quand les deux sont presque parallèles) à 0,15 (quand l'angle entre les deux est plus grand que 30° et que la probabilité de rupture est très faible). Il a été établi empiriquement :

$$\mathbf{F1 = (1 - \sin A)^2.} \quad \mathbf{(I.18)}$$

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

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

$$\mathbf{F2 = \text{tg}^2 B.} \quad \mathbf{(I.19)}$$

Où B : est le pendage des joints.

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

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

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

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

A partir du SMR, il est alors possible d'estimer la stabilité du talus et de préconiser les méthodes de confortement (ancrage, boulons, béton projeté, ...).[22]

#### I.4.2.4. La méthode de N. Barton (Q-système)

##### A. Généralités

La classification NGI (Norwegian Geotechnical Institute) est introduite par Barton et al. en 1974. Elle est définie par l'indice de qualité du massif rocheux Q, qui tient compte : - De l'indice du degré de fracturation et de la grosseur des blocs qui constituent le massif, exprimé par le rapport  $RQD/J_n$  ( $J_n$  : nombre de famille de discontinuités). [23]

- De la résistance au cisaillement des discontinuités exprimée par le rapport  $J_r/J_a$  ( $J_r$  : paramètre de rugosité des joints,  $J_a$  : paramètre d'altération des joints);

- Du facteur relatif à des contraintes actives exprimé par le rapport  $J_w/SRF$  ( $J_w$  : paramètre hydraulique,  $SRF$  : paramètre de réduction relatif aux contraintes).

Barton & Al donnent les commentaires suivants, qui permettent d'expliquer le regroupement des paramètres par paire:

- Le premier rapport ( $RQD/J_n$ ) représente la structure du massif rocheux et est une mesure de la taille moyenne des blocs rocheux.
- Le second rapport ( $J_r/J_a$ ) représente la résistance au cisaillement entre les blocs. Il est directement proportionnel à la rugosité des faces des joints (élément favorable pour la stabilité du tunnel car il en résulte une forte dilatance lors du cisaillement) et inversement proportionnel à l'épaisseur du joint (élément pouvant être extrêmement défavorable car un remplissage en argile sera caractérisé par un angle de frottement très faible).
- Le troisième rapport ( $J_w/SRF$ ) reprend deux paramètres de contraintes.  $J_w$  est une mesure des pressions d'eaux qui agissent bien entendu à l'encontre de la résistance au cisaillement des joints, suite à une réduction de la contrainte normale effective; et  $SRF$  est une mesure :
  - du poids des terrains à soutenir lorsque le tunnel est creusé dans un massif présentant des discontinuités.
  - du champ des contraintes préexistantes dans le cas d'une roche saine.
  - de la charge induite par le fluage de roches plastiques.

Ce dernier rapport, difficile à évaluer, apparaît donc comme un facteur empirique décrivant les "contraintes actives" dans le massif rocheux.

L'indice Q peut varier de 0.001 à 1000. La qualité du massif sera regroupée en 9 classes. Chaque classe correspond à une qualité de massif rocheux (tableau ci-dessous). Les classes des indices se représentent sur une échelle logarithmique.[24]

**Tableau I.10.** Qualité du massif rocheux selon Barton.

Valeurs	Qualité du massif
400 – 1000	Exceptionnellement bonne
100 – 400	Extrêmement bonne
40 – 100	Très bonne
10 – 40	Bonne
4 – 10	Moyenne
1 – 4	Mauvaise
0,1 – 1	Très mauvaise
0,01 – 0,1	Extrêmement mauvaise
0,001 – 0,01	Exceptionnellement mauvaise

Contrairement à la classification de Bieniawski, le Q-system a connu très peu de modifications depuis sa publication.

Les seuls changements ont eu lieu au niveau du paramètre SRF avec un changement de valeur dans le cas de roches compétentes et sous de très fortes contraintes.

La classification attribue une échelle de la qualité du massif rocheux allant de 0,001 à 1000. Lorsque le rapport  $J_w/SRF = 1$ , l'indice de qualité du massif rocheux est exprimé par  $Q'$ .

#### I.4.2.5. Système du GSI (Geological Strength Index)

##### A. Principe de système du GSI

Introduit par Hoek - Brown en 1995, le GSI est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, il varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.[25]

**Tableau I.11.** Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI, (Hoek- Brown, 1995).

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

Ayant calculé le RMRde base et  $Q'$  le GSI peut être déterminé par les corrélations suivantes :

$$GSI = RMRde\ base - 5\ si\ RMRde\ base > 23 \quad (I.20)$$

$$GSI = 9 (\log Q' + 44) \ si\ RMRde\ base < 23 \quad (I.20)$$

##### B. Système du GSI modifié (1999)

Sonmez et Ulusay (1999) ont proposé des perfectionnements à la classification GSI qu'ils estiment trop approximative. A leur avis, le manque de paramètres permettant de

décrire les conditions de surface des discontinuités et la structure de la masse rocheuse empêche d'obtenir des valeurs plus précises du GSI. Pour ces raisons, ils ont suggéré l'introduction de deux paramètres additionnels :

**a- le SCR (Surface Condition Rating)**

Cet indice s'obtient par sommation de 3 coefficients décrivant la rugosité, l'altération et le remplissage des joints :

$$\text{SCR} = \text{Rr} + \text{Rw} + \text{Rr}. \quad (\text{I.21})$$

**b- le SR (Structure Rating)**

La dimension des blocs peut être un indicateur très important du comportement mécanique de la roche : de grands blocs sont en général moins déformables et moins rotationnels que des blocs plus petits (Hoek et Brown, 1995).

La courbe semi-logarithmique située en haut à gauche de la figure II.4 permet de déduire une valeur du SR, à partir de la mesure de la densité volumique des joints ( $J_v$ ).

A l'aide de ces deux paramètres supplémentaires, Sonmez et Ulusay estiment que l'apport d'informations concernant les propriétés structurales de la roche permet de déterminer une valeur plus précise pour le GSI.[25]

**I.4.3. limitation des systèmes de classification**

Les classifications quantitatives des massifs rocheux fracturés sont utilisées depuis plusieurs dizaines d'années pour la conception et la construction des ouvrages réalisés dans les massifs rocheux. Elles sont basées sur la connaissance des paramètres décrivant la qualité du massif rocheux et font la combinaison des différents paramètres mesurés sur le site pour arriver à mettre une note concernant la qualité du massif rocheux (Chalhoub, 2006). Ces méthodes sont facilement utilisées au stade de l'avant-projet. Cependant elles présentent certaines limites, que nous résumons ci-dessous:

- Les paramètres de classification sont utilisés universellement sur tous les types de massifs rocheux, sans tenir compte de leurs caractéristiques spécifiques et du projet considéré (Chalhoub, 2006).
- Les propriétés complexes du massif rocheux, en particulier son anisotropie et son comportement différé (dépendant du temps) ne sont pas pris en compte.
- Les paramètres de déformabilité et de résistance qui en résultent sont relatifs à un milieu isotrope (Chalhoub, 2006).
- Le RMR et le Q-system ne sont pas adaptés au cas de roches tendres (Chalhoub, 2006).

## **I.5. Conclusion**

Dans ce chapitre, il a été souligné l'importance des propriétés physiques et mécaniques des massifs de roches et leurs systèmes de classification qui demeurent indispensables pour la reconnaissance géotechnique du site étudié.

A l'aide des résultats des essais d'identification, nous pourrions établir une base de données sur laquelle s'appuiera notre étude de stabilité des talus.

Toute étude de stabilité doit donc s'attacher non seulement à bien connaître le comportement du massif proprement dit, mais aussi à identifier les caractéristiques, les « défauts » de ce dernier qui peuvent engendrer sa rupture.



# *CHAPITRE II*

---

*INSTABILITE DES MASSIFS ROCHEUX ET METHODES  
D'ANALYSE*

## **Chapitre II : Instabilité des massifs rocheux et méthodes d'analyse**

### **II.1. Introduction**

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 roches et hydrauliques, un calcul de stabilité.

Il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des roches, c'est-à-dire le rapport entre la résistance au cisaillement des roches à la contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.

Dans ce chapitre on définit quelques méthodes d'analyse de stabilité des talus.

### **II.2. Différents type de talus**

#### **II.2.1. Généralité**

Dans leur construction et leur fonctionnement, les talus subissent des conditions de chargement variées. Nous pouvons classer les types de rupture liés aux mouvements de terrains, en deux groupes ; ceux associés aux pentes naturelles et ceux des talus artificiels.

#### **II.2.2. Pentes naturelles**

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. [26]

#### **II.2.3. Talus artificiels**

Les talus artificiels essentiellement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages : Talus en déblai ;

- Talus en remblai sur sol non compressible.
- Talus en remblai sur sol compressible.
- Dignes et barrage en terre. [26]

#### **II.2.4. Dignes et barrages en terre**

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue. On recommande, pour les travaux de prévention actifs contre les glissements de terrain, la stabilisation et le drainage des zones instables. Ces actions peuvent être ponctuelles (soutènement, végétalisation, substitution de terrain par apport de matériaux grossiers de meilleures caractéristiques

mécaniques et drainantes) ou plus étendues (drainage). Le drainage est particulièrement mis en œuvre ; l'eau jouant en règle générale un rôle moteur déterminant.[27]

### II.3.les différentes catégories d'instabilités de terrain

De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de terrain. Les principaux critères de classification retenus sont :

- Types de terrain affectés.
- Types de mouvements.
- Vitesse des processus.
- Taux de remaniement des matériaux après le mouvement.

Les mouvements de terrain les plus fréquents sont classés en :

- Glissements.
- Coulées.
- Eroulement.
- Fluages.

#### II.3.1.Les glissements

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

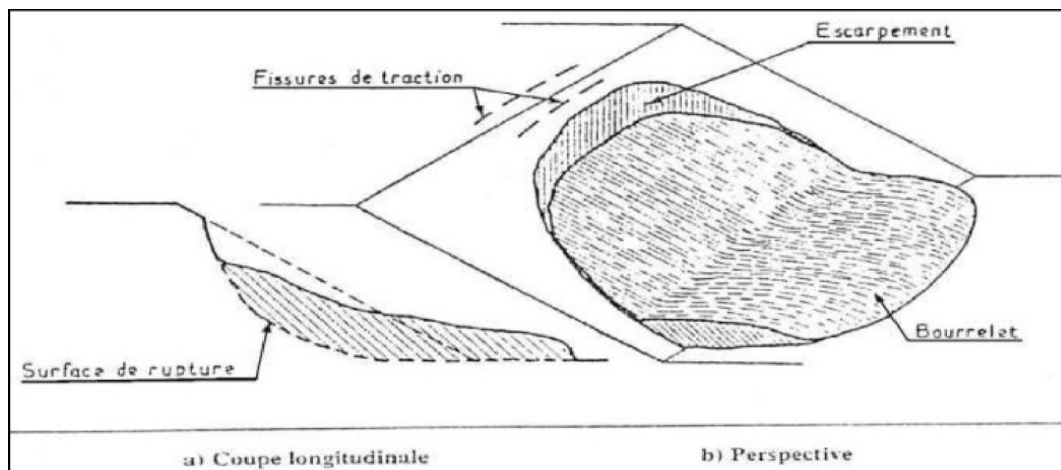


**Figure II.1.** Cas du glissement circulaire de la mine d'Utah en 2013 (U.S.A).

On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé) :

##### II.3.1.2.Glissement circulaire simple

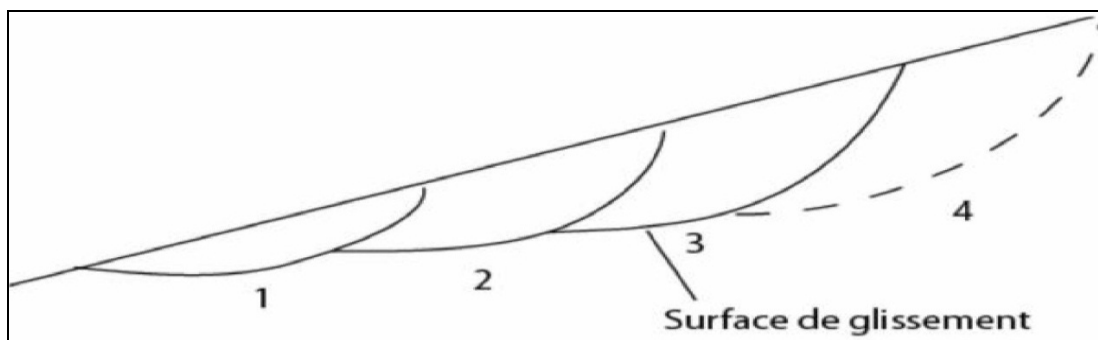
La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire. Il est caractérisé par des ravinements et des arrachements importants des masses rocheuses. Dans un tel glissement on distingue : Des fissures de traction et un escarpement au sommet correspondant au départ de la surface de glissement. [28]



**Figure II.2.** Glissement rotationnel simple.

### II.3.1.3. Glissement circulaire complexe

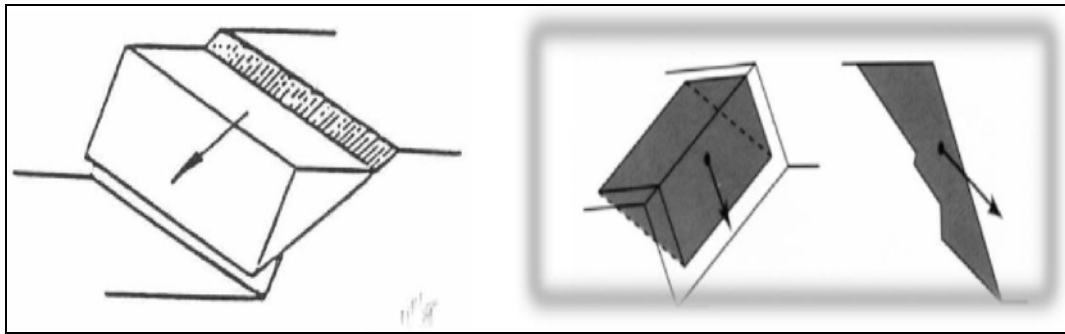
Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont.



**Figure II.3.** Glissement circulaire complexe (Melbouci, B., 2009).

### II.3.1.4. Glissement plan

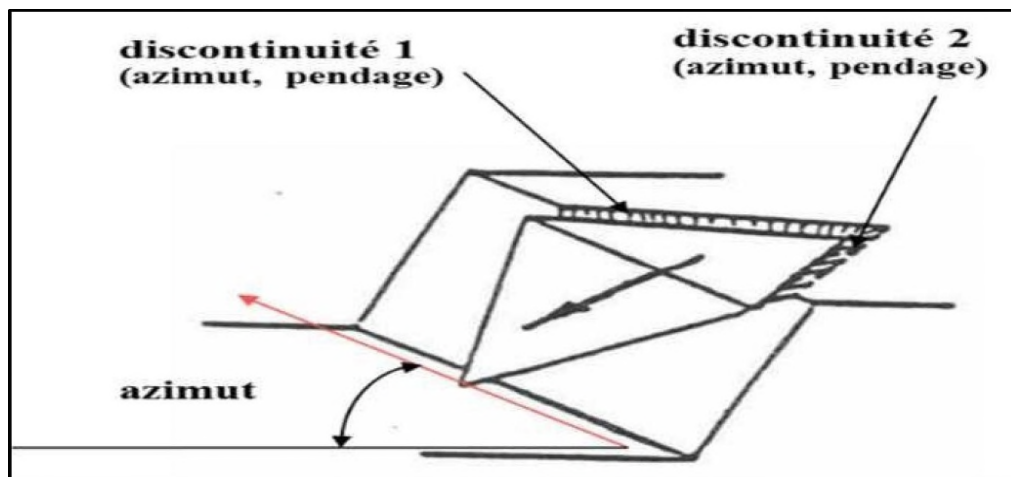
Il se produit suivant un plan au niveau d'une surface de discontinuité géologique (zone entre deux matériaux de nature différente, failles, joints de stratification,...etc). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques mécaniques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon » (Schroeder, 2010). [28].



**Figure II.4.** Glissement plans (Schroeder, 2010).

### II.3.1.5. Glissement de coin (dièdre)

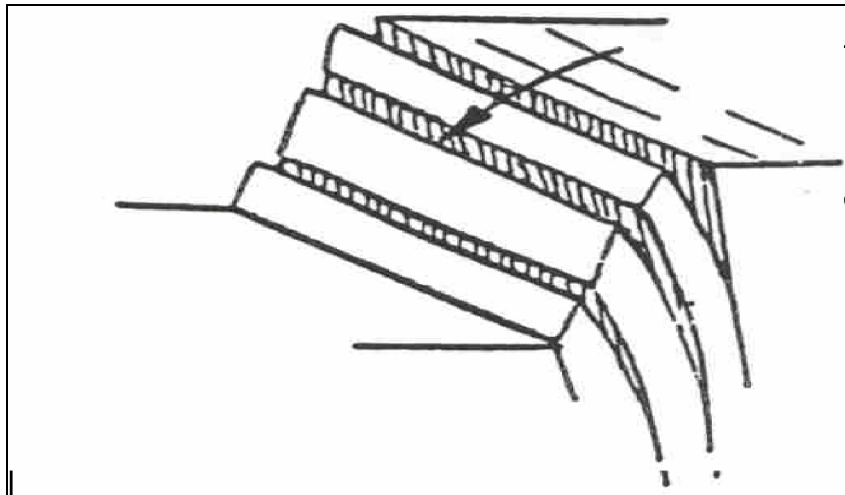
Etant formé par deux plans de discontinuités dont l'orientation permet le glissement du bloc vers la surface libre (Schroeder, 2010).



**Figure II.5.** Glissement en dièdre le long de l'intersection de deux discontinuités (Schroeder, 2010).

### II.3.1.6. Toppling

C'est un glissement bien marqué des bancs rocheux provoquant une sorte de fauchage de tête de bancs. Il ne se produit que dans des conditions spécifiques de pendage des bancs (ils doivent être assez redressés), de pente du talus rocheux (assez raide) et d'orientation relative (la stratification et le talus doivent avoir des directions voisines). Il se produit par décollement des plaques et leur basculement (Schroeder, 2010). [28]



**Figure II.6.** Basculement de roche dure avec des discontinuités de très fort pendage (Schroeder).

#### **II.4. Principales causes des glissements**

Plusieurs facteurs contribuent au déclenchement des glissements, les plus importants étant :

- la nature des terrains : les terrains argileux sont prédisposés aux glissements.
- l'action de l'eau : l'eau est dans la plupart des cas la cause principale dans la mise en mouvement des terrains.
- les causes mécaniques externes : citons parmi les causes mécaniques externes, le terrassement au pied du talus, les entailles effectuées dans les talus stables, toute surcharge naturelle ou artificielle déposée sur une pente, les vibrations naturelles (séismes) ou artificielles (explosion, machines ...).

##### **II.4.1. Les coulées**

Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. On distingue plusieurs types de coulées telle que : coulées boueuses (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne), coulées de solifluxion (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégélée du sol, en surface, au cours de l'été).

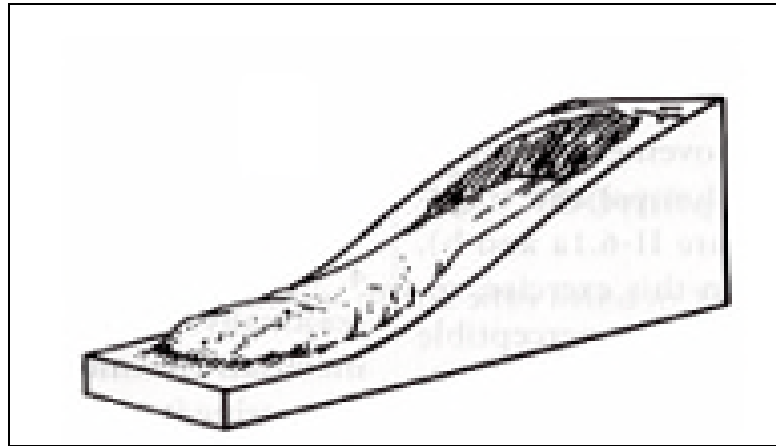


Figure II.7. Coulée de boue

#### II.4.2. Les écroulements

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses . On utilise le terme de chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à  $1 \text{ dm}^2$ , ou chute de blocs pour un volume supérieur. Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant.[29]

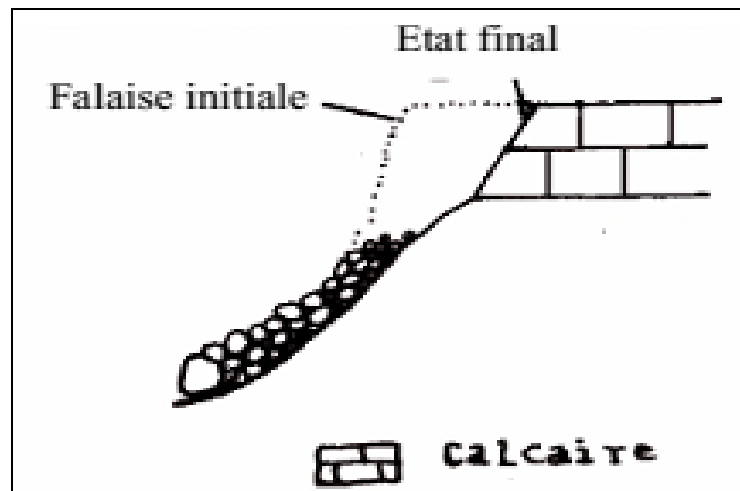


Figure II.8. Ecoulement.

#### II.4.3. Le fluage

Il correspond à des mouvements lents, dus à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique). le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise.[29]

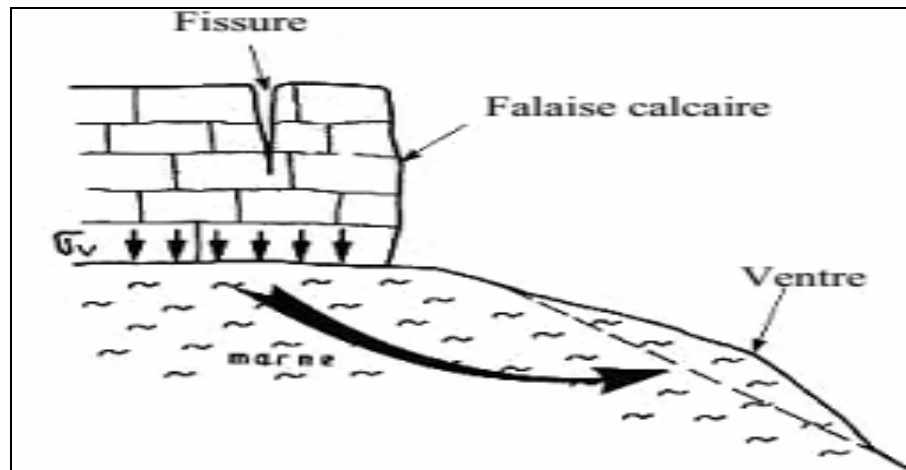


Figure II.9.Exemple de fluage.

Une compilation des différents types de mouvements de terrain est donnée dans le Tableau II.1.

Tableau II.1. Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (d'après Campy M., Macaire J.J, 2003).

Classes	Types	Schéma	Terrains concernés	Remaniement interne	Vitesse moyenne
GLISSEMENTS DE TERRAIN <i>(sens strict)</i>	GLISSEMENT CIRCULAIRE (loupe)		roches peu cohérentes	plutôt faible	quelques cm à quelques m par jour
	GLISSEMENT PLAN		- marnes - alluvions - moraines		discontinu (saisons)
	GLISSEMENT DE NIVEAU D'ALTÉRATION		altérites		quelques m par jour
COULÉES	COULÉE DE SOLIFLUXION		roches meubles	plutôt fort	discontinu (saisons)
	COULÉE DE BOUE				plusieurs m par seconde variable (selon fluidité)
ÉCROULEMENTS	ÉCROULEMENT DE SURPLOMB		roches cohérentes stratifiées ou non		déclenchement très rapide
	ÉCROULEMENT D'AVAL PENDAGE				chute en quelques secondes
FAUCHAGE				variable selon le stade	très lent quelques cm par an



## **II.5. Stabilité des talus de carrières et des mines à ciel ouvert**

### **II.5.1. Principaux facteurs influençant la stabilité des talus de carrières**

L'angle de pente maximal que peut admettre un talus dépend d'un certain nombre de facteurs dont les principaux sont :

- La hauteur du gradin.
- La nature des terrains.
- L'eau souterraine.
- La méthode et les phases d'exploitation.
- Les facteurs d'ordre géométrique (concavité ou convexité du bord du talus).[30]

#### **II.5.1.1. La hauteur du gradin**

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

#### **II.5.1.2. La nature des terrains**

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

En ce qui concerne la structure du massif, l'étude des discontinuités du massif (fractures, plans de stratification, failles, fissuration) a une influence primordiale sur le calcul du coefficient de sécurité.

En ce qui concerne les caractéristiques physiques et mécaniques, le paramètre physique pris en compte lors du calcul de la stabilité des talus est le poids volumique des terrains en place. Les caractéristiques mécaniques du terrain les plus importantes sont sa résistance au cisaillement qui nous permet de mesurer les caractéristiques de cisaillement (cohésion et angle de frottement interne).

#### **II.5.1.3. L'eau souterraine**

L'eau joue un rôle très important dans la stabilité des talus. D'une manière générale, la présence d'eau dans un terrain abaisse le coefficient de sécurité.[30]

#### **II.5.1.4. Les phases et les méthodes d'exploitation**

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

### II.5.1.5. La géométrie

La concavité ou la convexité des bords de talus a une influence sur la valeur réelle du coefficient de sécurité. Dans le cas où le bord de fosse est concave, la valeur de  $F_s$  est sous-estimé. Dans le cas contraire (bord convexe), elle est surestimée par rapport à la réalité.

### II.6. Méthodes de calcul de la stabilité des talus

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (Figure II.10).[32]

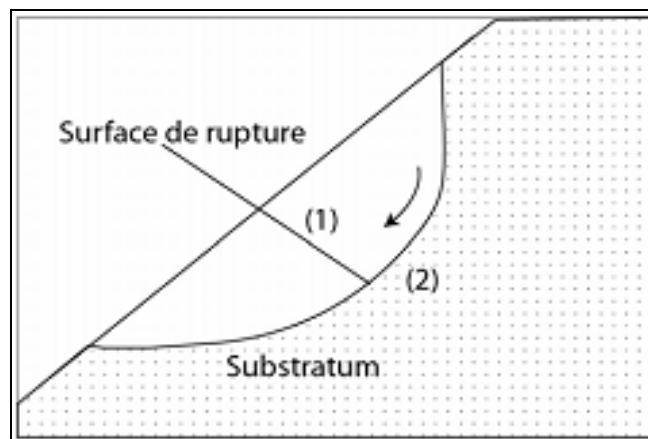


Figure II.10. Surface de rupture

#### II.6.1. 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  $F_s$ . 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.

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

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.[31]

**Tableau II.2.** Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du  $F_s$ .

Facteur de sécurité $F_s$	Etat de l'ouvrage
$F_s < 1$	Danger.
$F_s = 1$	Stabilité limite.
$1 < F_s < 1,25$	Sécurité contestable.
$1,25 < F_s < 1,40$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants mais c'est une sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert.
$F_s > 1,4$	Sécurité satisfaisante

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

**Tableau II.3.** Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité.

$F_s < 1$	talus instable.
$1 < F_s < 1,5$	Glissement possible.
$F_s > 1,5$	Généralement stable.

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 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 fissurité.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.[31]

### II.6.2. Méthodes de calcul de la stabilité

Dans la littérature scientifique, il existe de nombreuses méthodes de calcul de stabilité des pentes, méthodes d'équilibre limite (supposant que la résistance au cisaillement le long de la surface est gouvernée par la relation de Mohr Colomb) et méthodes des éléments

finis (permettant de calculer les contraintes et déformations) bénéficiant d'une assise assez solides.

Toutes ces méthodes ont des avantages et inconvénients, et reposent sur un certain nombre d'hypothèses et d'approximations. Dans le cas des méthodes d'équilibres limite, les hypothèses portent sur les lois qui régissent le comportement des sols et sur les conditions aux limites. Dans les méthodes d'équilibres limite également, le calcul du facteur de sécurité définira une surface de rupture critique amenant l'instabilité alors que les méthodes des éléments finis modélisent toute la masse et fourniront la zone de rupture la plus probable.

L'utilisation de l'une ou l'autre méthode dépend des moyens disponibles pour déterminer les paramètres de calcul correspondant à la méthode choisie.

### **II.6.2.1. Méthodes d'équilibre limite**

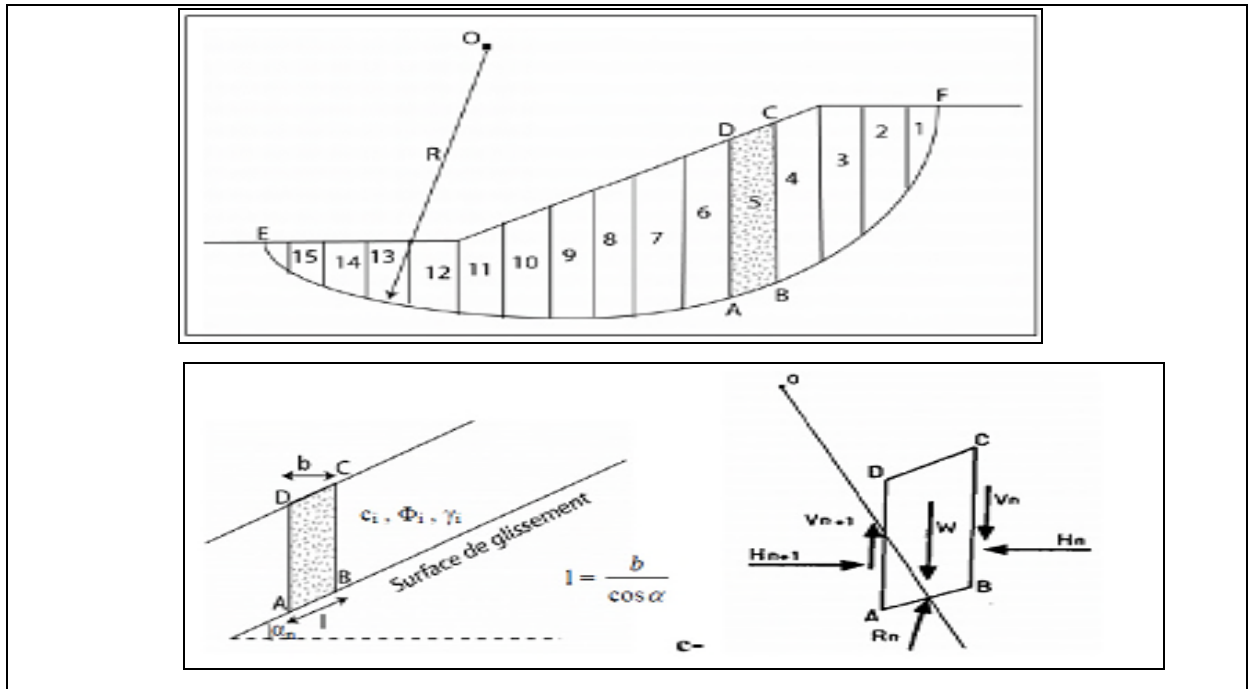
Il existe dans la littérature scientifique de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est trouvée à la fois :

- La surface critique,
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface,
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

Les méthodes d'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans lesquelles le massif est décomposé en tranches, surtout utilisée pour les sols hétérogènes (exemple. BISCHOP, MORGENSTERN-PRICE ...) et les méthodes de stabilité globale dans lesquelles on considère de façon globale les équations d'équilibre au lieu de les vérifier au niveau de chaque tranche, surtout utilisées pour les sols homogènes (BELL, méthodes des perturbations ...). Dans le cadre de notre travail, nous allons étudier la stabilité d'un sol saturé.[30]

#### **A-Méthode des tranches**

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement



**Figure II.11.** Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. (cf. figure )

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à : (cf. figure ).

- Son poids  $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux  $H_n$  et  $H_{n+1}$  et en efforts verticaux  $V_n$  et  $V_{n+1}$
- La réaction  $R_n$  du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.[30]

### B-Méthode de FELLENIUS (1936)

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire.
- On néglige totalement les efforts inter-tranches.
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

Par rapport au centre O, on peut définir :

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.

- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de  $R_n$ .

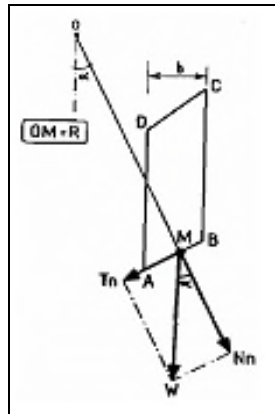
D'après la loi de Coulomb :

$$R_n = c_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \Phi_n \quad (01)$$

Par ailleurs :  $N_n = W_n \cos \alpha_n \quad (02)$

Donc :  $R_n = c_n \cdot AB + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_n \quad (03)$

D'autre part :  $AB = l_n = b_n / \cos \alpha_n \quad (04)$



**Figure II.12.** Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum_{n=1}^m R_n * ( c_i \cdot (b_n / \cos \alpha_n) + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_i) \quad (05)$$

Où : m = nombre total de tranches.

$C_i, \Phi_i$  = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

- Le moment moteur est dû à  $T_n$  et égal à  $T_n \cdot R$ .

Par ailleurs :  $T_n = W_n \sin \alpha_n \quad (06)$

En remplaçant (05) et (06) dans la formule de  $F_s$ , on obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m \left( c_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \phi_i \right)}{\sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n}$$

(II.2)

Les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de  $F_s$  sont donc :

- $b$ , la largeur des tranches.
- $\alpha$ , l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- la hauteur de la tranche pour le calcul du poids  $W$ .

Cette méthode montre qu'il s'agit d'une méthode directe de calcul de  $F$  en vérifiant seulement l'équilibre des moments par rapport à un centre  $O$  du cercle de glissement.[30]

### C-Méthode de BISHOP simplifiée (1954)

- Dans cette méthode on considère que :
- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ( $V_n - V_{n+1} = 0$ ).

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (C_i b_n + W_n \operatorname{tg} \varphi_i)}{m \alpha \sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

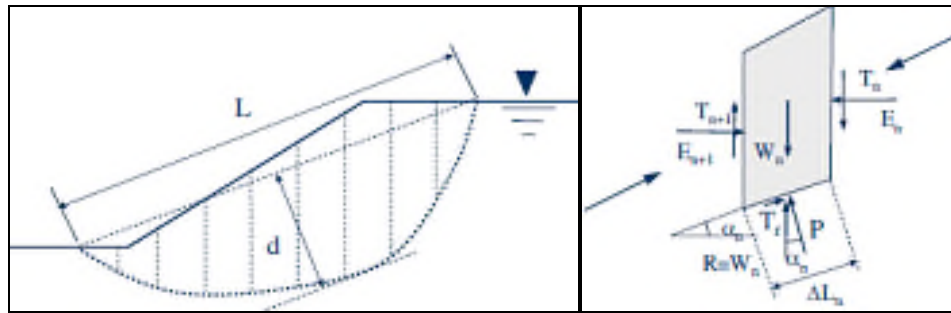
$$m_\alpha = \cos \alpha_n \left[ 1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_i}{F_s} \right] \quad (\text{II.4})$$

Pour déterminer  $F_s$ , il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur  $F_{s0}$ , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. C'est donc une méthode indirecte (ou itérative) et elle vérifie uniquement l'équilibre des moments, tout comme la méthode de Fellenius (ne vérifie pas l'équilibre des forces).

La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop simplifiée. Les écarts sur  $F_s$  peuvent atteindre 10%. La méthode de Fellenius a l'avantage de la simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants.[30]

### D-Méthode de Janbu (1956)

La méthode de Janbu détermine le coefficient de sécurité par l'équilibre de forces horizontales. Comme dans la méthode simplifiée de Bishop, cette méthode considère les forces normales inter-tranche ( $E$ ), mais néglige les forces de cisaillement ( $T$ ). La force normale ( $P$ ) est déterminée comme dans la méthode de Bishop simplifiée (cf. figure).



a-Pente et surface typique de glissement. b-Tranche Typique.

**Figure II.13** Forces considérées dans la méthode de Janbu.

Janbu calcule d'abord un facteur de sécurité non corrigé  $F_{s0}$  qui est déterminé comme suit :

$$F_{s0} = \frac{\sum_{n=1}^m [b_n \text{tg} \varphi_i [C_i + (\frac{W_n}{b_n} - u) / n_{\alpha}]]}{\sum_{n=1}^m W_n \text{tg} \alpha_n}$$

(II.5)

Avec :

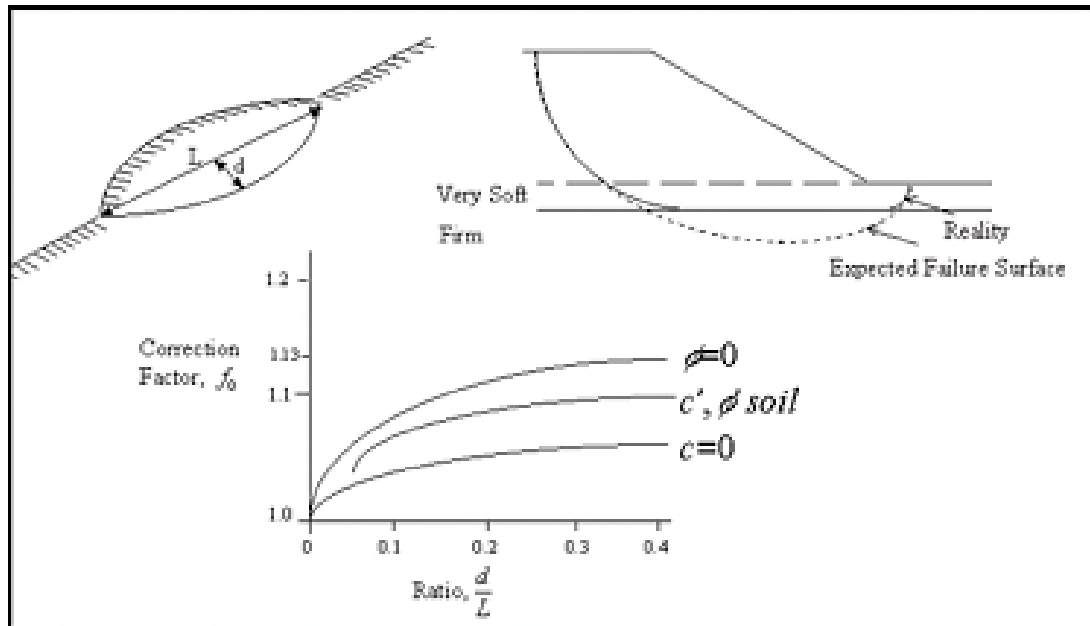
- $n_{\alpha} = \cos^2 (1 + \text{tg} \alpha_n \text{tg} \varphi_i / F_{s0})$ .
- $\frac{W_n}{b_n}$  est la contrainte verticale totale.
- $b_n$  est la largeur de la tranche n.
- $\alpha_n$  : l'inclinaison de la surface de glissement au milieu de la tranche n.
- $u$  : pression de l'eau interstitielle.

On peut remarquer que la méthode de Janbu, satisfait l'équilibre des forces et considère les forces normales inter-tranche E. C'est une méthode indirecte (itérative, puisque  $F_{s0}$  est des deux côtés de l'équation). Elle est utilisée généralement pour une surface de cisaillement composée. Janbu a introduit un facteur de correction ( $f_0$ ), dans le coefficient de sécurité original, pour pallier aux effets des forces de cisaillement inter-tranche. Avec cette modification, la méthode de Janbu donne des valeurs du coefficient de sécurité  $F_s$  plus importants, comme :

$$F_s = f_0 F_{s0} \tag{II.6}$$

Le facteur de correction dépend du rapport entre profondeur et longueur de la surface de rupture ( $d/L$ ) (cf. figure). Le coefficient de sécurité, avec ce facteur de correction, peut augmenter de 5 à 12%, donnant une marge inférieure dans le cas du frottement seul.[30]





**Figure II.14.** Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur de la surface de rupture.

Il y a toute une série de procédures d'équilibre limite qui a été élaborée pour analyser la stabilité statique des talus. Les pentes homogènes sont habituellement analysées par les méthodes présentées ci-dessus (Bishop simplifiée, 1954 ; Janbu 1956), qui assument les surfaces de rupture circulaires. Quand les conditions du sol ne sont pas homogènes, les surfaces de rupture sont susceptibles d'être non circulaires. Dans ces cas, il est préférable d'utiliser des méthodes comme Morgenstern Price (1965), Spencer (1967).

Il y a aussi la méthode de Sarma (1973, 1979), où il a développé une approche différente pour déterminer le coefficient de sécurité d'un talus et qui vérifie toutes les conditions d'équilibre limite.

### II.6.2.2. Présentation du logiciel Slide

Le logiciel Slide est conçu pour l'analyse de la stabilité des pentes. Il peut être utilisé pour concevoir et/ou analyser des pentes naturelles ou d'ingénieries tels les remblais, les barrages en terre et les talus et bord de mines. Ce programme a la capacité d'analyser à la fois une surface de rupture non circulaire définie par l'utilisateur et la recherche de la surface de rupture minimale non circulaire. Slide a une interface graphique qui fournit un large éventail de modélisation et d'interprétation de données de fonctionnalités (Abramson et al., 2001).

Il permet aussi :

- 1- L'évaluation de la stabilité des talus dans des conditions spécifiques ;
- 2- L'évaluation de la possibilité de la rupture des pentes ;
- 3- La détermination de l'influence des changements proposés sur une pente ;

- 4- Les comparaisons de l'efficacité des solutions de rechange correctives ou préventives ;
- 5- L'analyse de sensibilité pour évaluer l'influence des variations dans les paramètres critiques telles que la géométrie, les propriétés des matériaux et les conditions de l'eau souterraine sur la stabilité des pentes ;
- 6- L'analyse des ruptures qui ont été déjà produites. Ceci aide à comprendre les mécanismes de rupture et à obtenir les propriétés matérielles in-situ ;
- 7- La conception des mesures réparatrices ou préventives pour les pentes et l'évaluation des effets des chargements exceptionnels tels que les tremblements de terre sur les pentes et les remblais.[34]

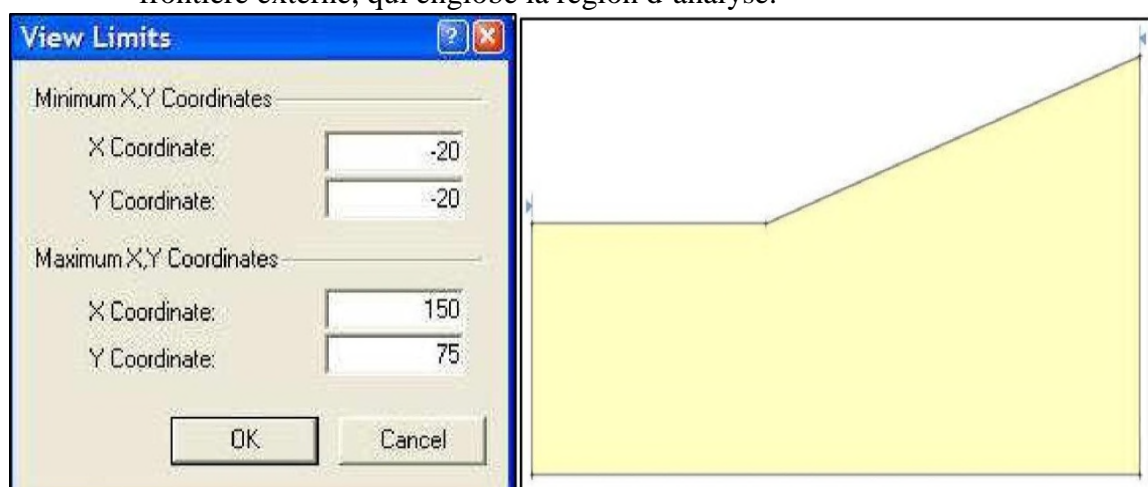
### A- Les caractéristiques de modélisation par Slide

Les caractéristiques de modélisation par Slide pour l'étude de stabilité d'une pente sont influencées par des facteurs telles que des conditions géologiques (sols, strates, discontinuités, conditions des eaux souterraines, ...etc.), les propriétés des matériaux et de la géométrie. En règle générale, plusieurs de ces facteurs ne peuvent être définis avec beaucoup de certitude.

Cette incertitude signifie que les ingénieurs doivent analyser divers scénarios possibles afin d'éviter les surprises et un comportement inattendu (Abramson et al., 2001).

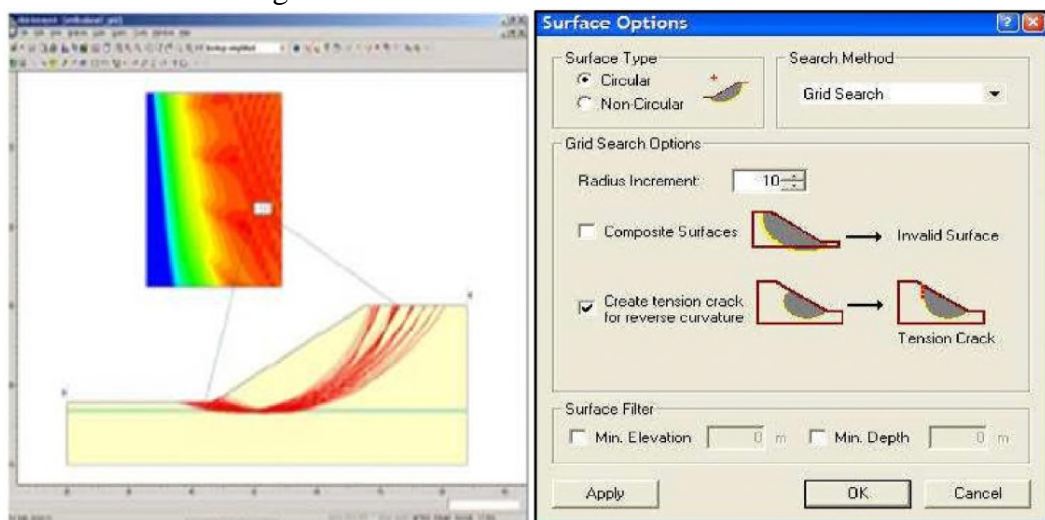
### B- Les étapes de modélisation par Slide

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



**Figure II.15.**Fenêtre de sélection des limites du model (Logiciel Slide 6.0).

- ✓ **Localisation des surfaces critiques** : l'un des aspects les plus importants de l'analyse de la stabilité des pentes est de trouver la surface de glissement. Les développeurs de ce logiciel ont mis en œuvre des techniques de recherche prouvées pour localiser les deux surfaces de glissement ; circulaires et non circulaires. Ils aident les ingénieurs à déterminer les surfaces critiques (Abramson et al., 2001). Les techniques employées par ce logiciel sont :
- La recherche de la grille de surface circulaire ;
  - La détermination d'une seule surface circulaire définie par un centre et un rayon ou par trois points sur la surface ;
  - La recherche auto-affiner : une technique itérative pour localiser le cercle de glissement minimum en utilisant les résultats d'une itération précédente pour réduire la zone de recherche dans l'étape suivante ;
  - La recherche de bloc non circulaire en utilisant la génération aléatoire de surface de glissement.



**Figure II.16.** Fenêtre de sélection de la surface de glissement (Logiciel Slide 6.0).

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



Figure II.17. Fenêtre de sélection des méthodes d'analyse (Logiciel Slide 6.0).

- ✓ **Limites de la pente :** Les limites de pente sont calculées automatiquement par Slide dès que la frontière externe est créée, ou chaque fois que les opérations de montage (par exemple sommets en mouvement) sont effectuées sur la frontière externe. Les limites de pente servent à deux objectifs dans une analyse d'une surface circulaire:

- **Le filtrage :** Toutes les surfaces de glissement doivent être en intersection avec la frontière externe, dans les limites de la pente. Si les points de début et de fin d'une surface de glissement ne sont pas dans les limites de la pente, la surface de glissement est jetée (non analysés). Voir figure ci-dessous:

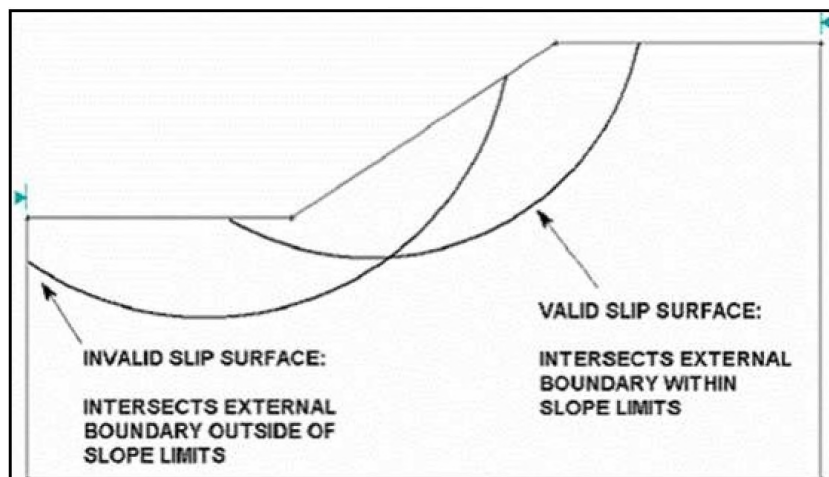
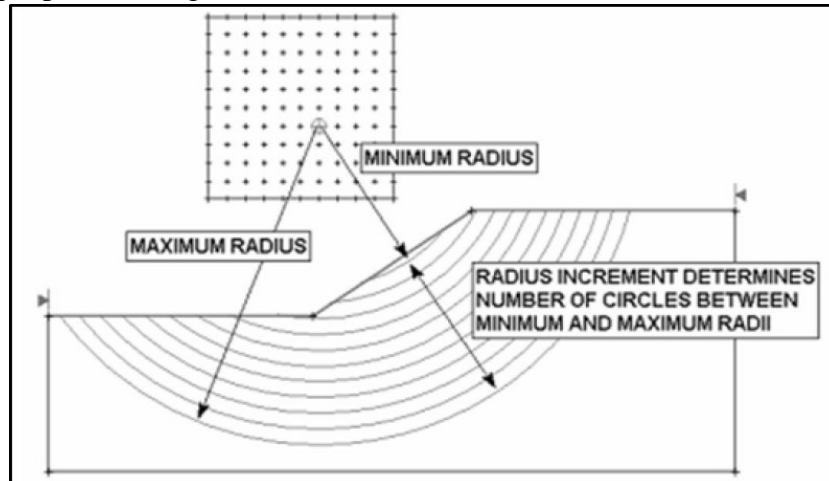


Figure II.18. Exemple de validation de surface de glissement (Logiciel Slide 6.0).

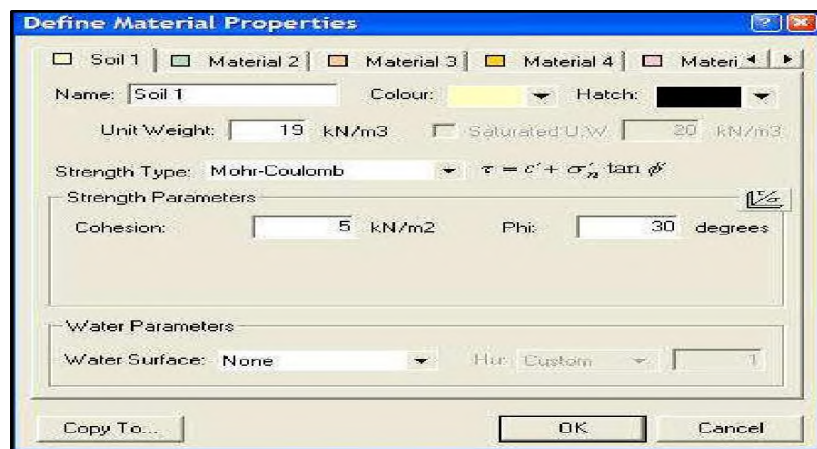
- **La génération :** Les sections de la frontière externe entre les limites de pente définissent la surface de la pente à être analysée et qui est utilisée pour générer les cercles de glissement pour une grille de recherche, comme suit:

Pour chaque point de la grille de centre de glissement, les rayons maximaux sont déterminés sur la base des distances du centre de glissement, à la surface de la pente, comme le montre la figure III.26. Le rayon d'incrément est ensuite utilisé pour déterminer le nombre de cercles de glissement générés entre le minimum et le maximum des cercles de rayons à chaque point de la grille.



**Figure II.19.**Exemple de détermination du nombre de cercles de glissement (Logiciel Slide6.0).

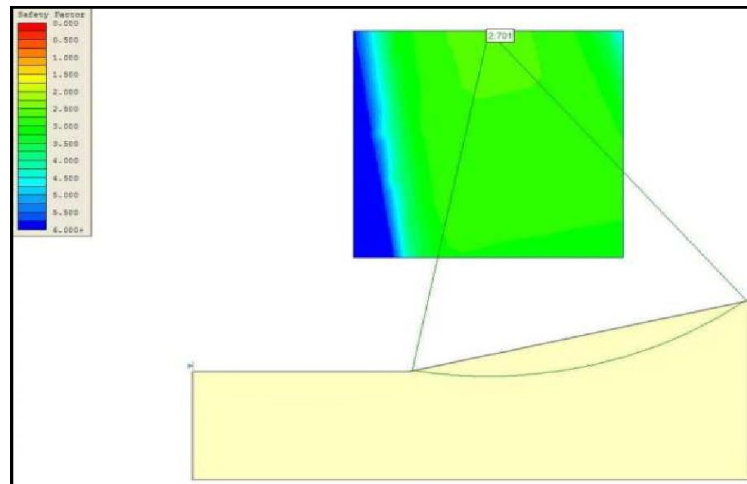
**1- Propriétés :** Les propriétés des matériaux sont introduites par l'utilisateur.



**Figure II.20.**Fenêtre de saisie des propriétés des matériaux (Logiciel Slide 6.0).

**2- Calcul et interprétation des résultats :** Slide affiche des recherches telles que:

- Une surface de glissement avec le facteur de sécurité le plus bas;
- Toutes les surfaces de glissement sont codées par couleur en fonction du facteur de sécurité qui varie en fonction de la méthode d'analyse choisie.



**Figure II.21.**Exemple d'interprétation des résultats (Logiciel Slide 6.0).

### II.6.3. Méthodes des éléments finis

Lorsque le comportement du sol est modélisé de façon non linéaire et irréversible, les méthodes de résolution numérique les plus fréquemment utilisées dans la pratique sont : la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis.

La méthode des différences finies consiste à partir d'un milieu continu, à écrire les équations qui régissent ces milieux en imposant les lois de conservation et de comportement, puis à discrétiser les équations obtenues en transformant un système d'équations différentielles en équations algébriques.

La méthode des éléments finis discrétise le milieu continu, en lui attribuant un nombre fini de degré de liberté et c'est seulement dans un second temps qu'elle impose, en moyenne, les lois de conservation et de comportement. Les équations algébriques qui régissent le problème émergent ainsi suite à la discrétisation initiale.

Cependant selon Nova , l'expérience montre que dans de nombreux cas géotechniques, la méthode des éléments finis est plus performante et plus précise que la méthode des différences finies.

Pour résoudre un problème d'analyse inverse, nous avons donc choisi de modéliser le versant selon la méthode des éléments finis.

Les méthodes de calcul par éléments finis visent à donner une solution numérique approchée à un problème spécifique au moyen d'un modèle mathématique représentatif d'une réalité physique.

Cette méthode nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.

- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay, ... etc..
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

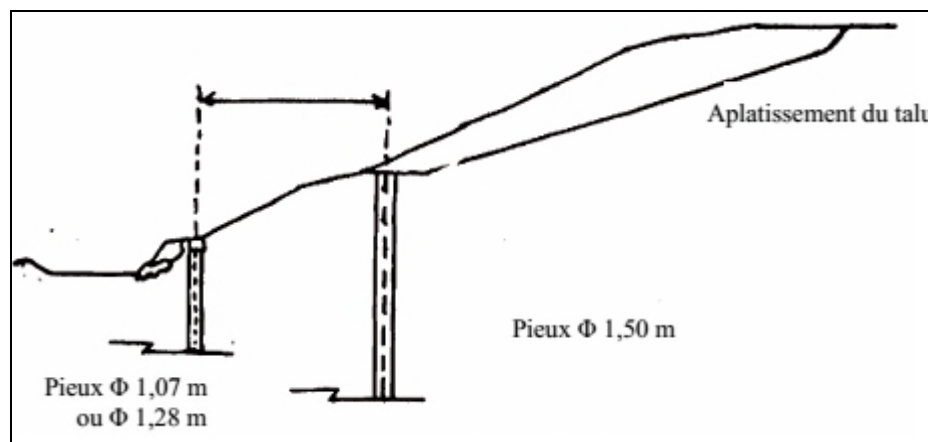
Et elle permet de :

- Effectuer les calculs d'écoulement ;
- Simuler toutes les phases de travaux ;
  - Prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain...;
  - Calculer un coefficient de sécurité.

### II.7. Stabilisation des talus rocheux

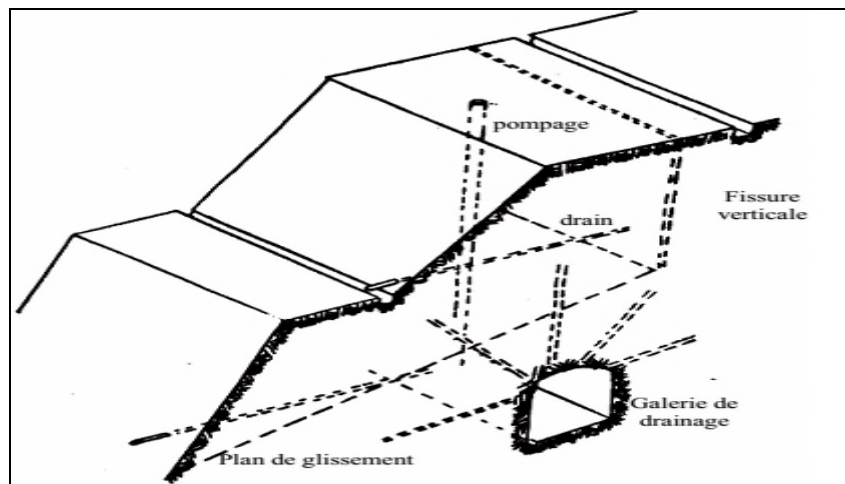
Pour augmenter la stabilité des talus rocheux, on utilise différentes techniques, parmi lesquelles, on citera :

- A. L'aplatissement du talus:** cette technique consiste à diminuer le poids du massif rocheux qui a tendance à glisser.



**Figure II.22.** Aplatissement d'un talus

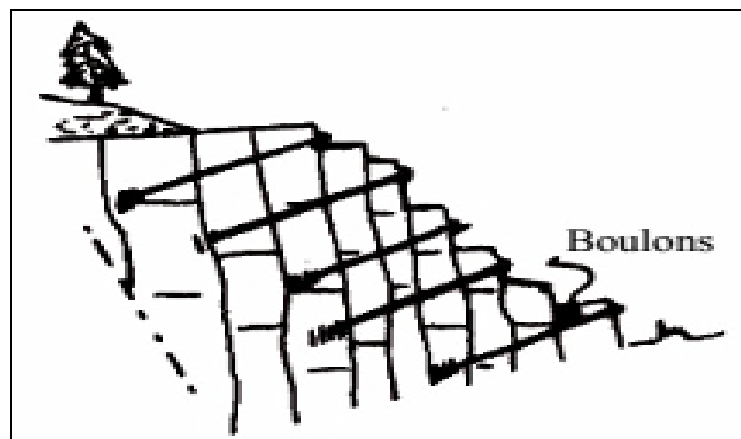
- B. Le drainage:** les pressions peuvent être responsables de la diminution de  $F_s$ , le drainage peut dans ce cas être utilisé, surtout si la perméabilité des discontinuités est suffisante. Les drains peuvent être mis en place à partir du talus ou à partir d'une galerie de drainage.



**Figure II.23.** Stabilisation des talus par le drainage

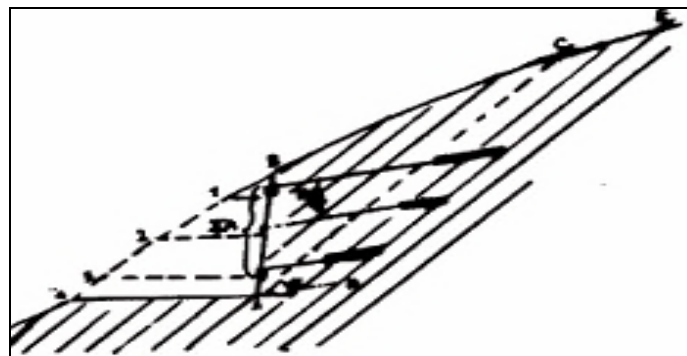
**C. Le boulonnage:** cette technique a pour objet de retenir en place des blocs rocheux.

L'influence de celle-ci ne s'étend que sur quelques mètres.



**Figure II.24.** Stabilisation des talus par boulonnage

**D. Les ancrages:** ces techniques peuvent retenir des massifs rocheux beaucoup plus importants, vu la profondeur du scellement et les efforts qui peuvent être mobilisés .



**Figure II.25.** Stabilisation des talus par des ancrages



**E. L'injection:** elle consiste à augmenter les caractéristiques de cisaillement par introduction dans les joints d'un coulis d'injection.

## **II.8. Conclusion**

La spécificité du risque, que représentent les glissements d'un versant, est liée, entre autre, à la diversité des paramètres qui le définissent : la géologie, la géotechnique, la géométrie et l'hydrogéologie. Le risque pourra être de divers ordres (écroulement,...etc.).

L'évaluation de la stabilité d'un versant peut se faire par diverses méthodes afin de définir un facteur de sécurité pour apprécier la marge de sécurité du versant vis-à-vis de la rupture et d'identifier la zone instable. De plus des techniques de confortements des glissements sont très nombreuses, elles doivent être adaptées aux conditions du site.

# *CHAPITRE III*

---

*PRESENTATION DE SITE D'ETUDE*

## Chapitre III :Présentation de site d'étude

### III.1.Introduction

L'industrie phosphatée algérienne est née à la fin du XIXème siècle avec la découverte et la mise en exploitation de plusieurs gisements à l'Est du pays (El Kouif, Mzaita, Ras El Oued, Bordj El Ghedir). En 1962 commença l'exploitation du plus grand gisement algérien de phosphate, Le Djebel Onk.

Les phosphates de la région du Djebel Onk font partie d'une succession d'assises sédimentaires, développées dans l'Est et le Sud-est constantinois (Algérie), Elle présente une série tertiaire au passage entre le Paléocène et l'Eocène inférieur.

### III.2. Généralité

#### III.2.1. Historique de site

Les phosphates Algériens ont été découverts à BOUGHARI par PH.THOMAS en 1873.

Dans la période (1907 -1908) L.JOLEAU à découvert le gisement de Djebel Onk, des informations plus complètes ont été présentées par D.DUSSERT, mais surtout FLANDRIN en 1948 qui contribua à l'apport des nouvelles plus détaillées.

Ce n'est qu'en 1931 que ces phosphates font l'objet d'une première concession par la compagnie des phosphates de CONSTANTINE qui était le principal producteur en Algérie suite à laquelle fût créer la société S.D.O en 1936.

De 1961 à 1963, des essais de prospection radio métrique aéroportée sont effectués au-dessus du gisement de Djebel Onk.

En 1963, les études géologique et minière précédant l'exploitation du gisement de Djemi Djema sont réalisées par la société SERMI, pour la société de DJEBEL-ONK (rapports de G.RANCHIN, 1963, A.B.C) parallèlement, la société française SOFREMINE (1962 rédige un avant-projet d'exploitation du gisement de KEF ESSENOUN).

Ce n'est qu'en mois de Février 1965 que débute l'exploitation de Djemi Djema (SOCIETE DU DJEBEL-ONK) qui aurait dû relayer, en 1963, la fin de l'exploitation de DJEBEL-KOUIF commencée en 1894.

En 1971 à 1974, les travaux de recherche et de prospection sur les phosphates dans l'Est de l'Algérie qui ont été relancé par la SONAREM, sont suivis par une campagne de prospection et d'évaluation du district minier de Djebel Onk. (1977 - 1979) : S-3 - K, S-4 - K, S-5 - K.Tranchées dans les dressants.

De 1985 - 1987, l'EN FERPHOS a confié à l'EREM des travaux de recherche et d'évaluation des ressources en phosphate de tous les gisements potentiels de la région du Djebel -Onk, notamment le gisement de KEF ESSENOUN a été reconnu en détail par l'EREM au cours de l'année 1986, grâce à 32 sondages carottés notés S-2 à S-46 réalisés à la maille de 250 x 300 m et 22 tranchées réalisées dans les dressants de KEF ESSENOUN, notées Tr 22 à Tr 44.

En Novembre 1989, l'EN FERPHOS fait connaître son cahier des charges pour des études de développement du Complexe minier de Djebel Onk.

En Avril 1992, signature du contrat entre l'EN FERPHOS et le consultant BRGM/SOFREMINES concernant le rassemblement des éléments techniques et économiques permettant d'arrêter un projet de développement de l'exploitation des gisements de phosphate de Djebel Onk.

En 1993, BRGM a fourni un rapport d'expertise géologique de tous les gisements de Djebel Onk. [34]

### **III.2.2. Géologie régionale de Djebel el Onk**

#### **III.2.2.1. Litho stratigraphie régionale**

La carte géologique montre que la série sédimentaire affleurant de la région du Djebel Onk comprend une sécession stratigraphique allant du Crétacé supérieur (Maestrichtien) à l'Eocène moyen (Lutétien), cette série est marine, recouverte en discordance par une épaisse série Sablo Argileuse continentale d'âge Miocène, puis le quaternaire (Alluvions, Eboulis).[34]

#### **III.2.2.2. La tectonique régionale**

La région du Djebel Onk appartient, avec l'Atlas Tunisien, à l'extrémité orientale de l'Atlas saharien.

La série Crétacé supérieur du bassin de Djebel Onk est structurée en une suite d'anticlinaux et de synclinaux dissymétriques, généralement faillées dans leurs flancs (Failles normales, failles inverses), d'axe le plus souvent SW- NE, et décroches par des accidents transverses N120 à N140E.[34]

#### **III.2.2.3. Situation géographique**

La région est située à 100 km au Sud de la wilaya de Tébessa et à 20km de la frontière Algéro-Tunisienne, sur la route qui relie Tébessa à El oued.

Cette région constitue la limite géographique naturelle entre les Hauts Plateaux Constantinois et le Domaine Saharien.



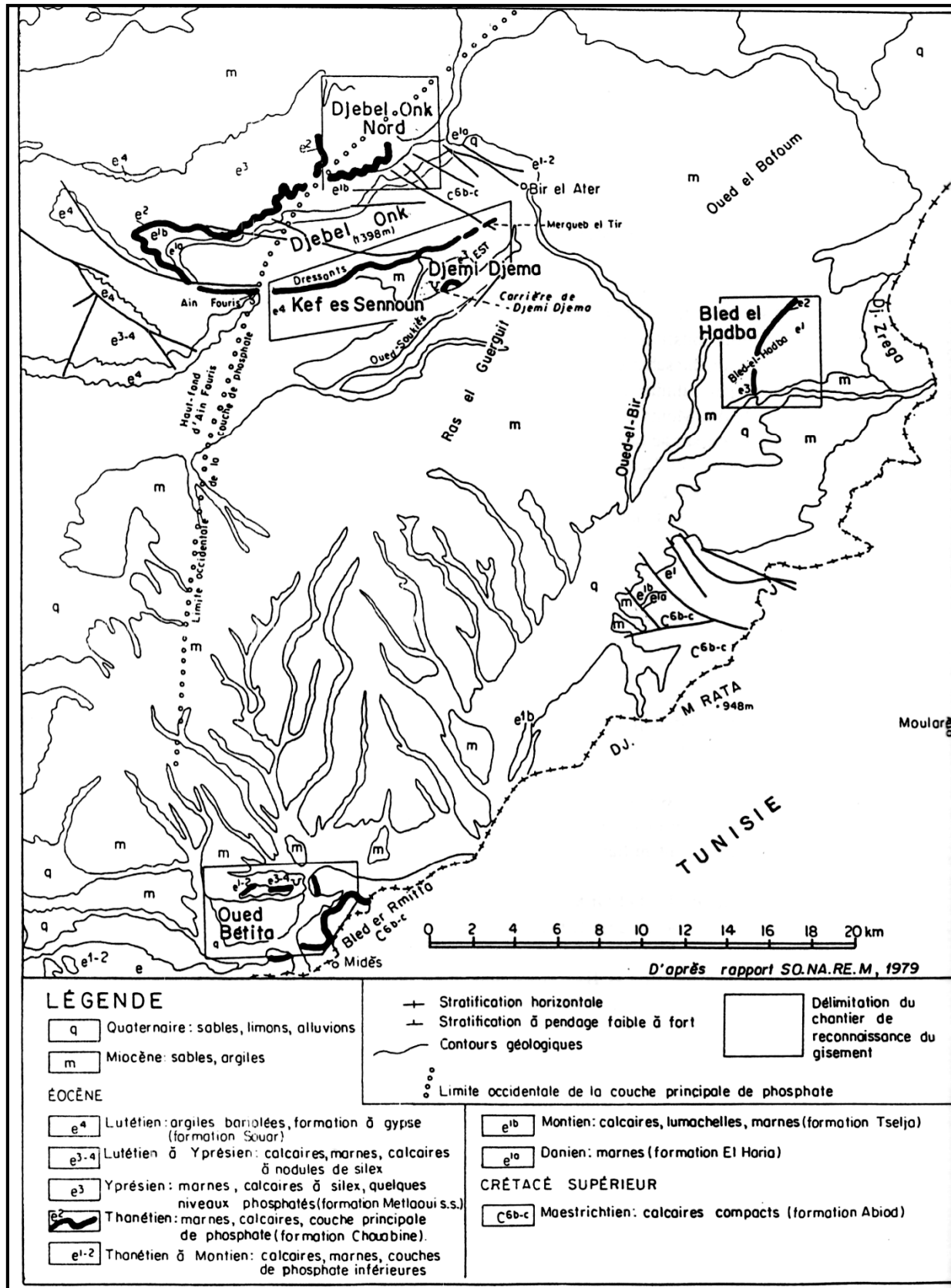


Figure III.2 Situation géologique des gisements de phosphate de la région du Jebel-Onk.

#### **III.2.2.4. Aperçu hydrogéologique**

##### **A. Climatologie**

D'après l'analyse hydrogéologique de la région de Djebel-Onk et en particulier la zone d'activité Kef -Essenoun réalisée par laDED.

L'observation des données hydrométriques, sur une période de 22 ans (1986-2008). Nous indiquons que la région de Kef -Essenoun est caractérisée par un climat subaride à aride avec un hiver froid et un été chaud et sec.

La période de sécheresse s'étale sur toute l'année.

##### **B. Température**

Sur une moyenne de 5 années, les températures ont la même évolution, en hiver elles fluctuent autour de 7 °C. La température augmente progressivement à partir du mois de mai, jusqu'à atteindre des niveaux très hauts (45°C) en été, et diminue progressivement en automne.

##### **C. Pluviométrie**

La pluviométrie moyenne annuelle est de l'ordre de 88 mm, l'évapotranspiration est de l'ordre de 87 mm ce qui représente 100 % des précipitations.

Les précipitations durant le mois d'été sont extrêmement rares. Les périodes sans pluies pendant plus d'un mois sont fréquentes. Les périodes pluvieuses varient entre 66 et 107 jours / an, Les orages sont importants et fréquents particulièrement durant le mois d'août et de septembre. La neige et le gel sont rares, mais la température descend souvent en dessous de 0°C en hiver.

##### **D. Vents**

Dans la région les vents dominants ne sont pas dirigés vers les habitations, ils soufflent du secteur 0 et 0.N-0, une dominante secondaire provient du S.S-E. La vitesse moyenne des vents est comprise entre 1 et 3m/s.

La table monoclinale qu'est le gisement est privée d'eau souterraine.

Tous ces résultats expliquent que le réseau hydrographique de la région est généralement à sec et ne se remplit que durant la période pluviale.[35]

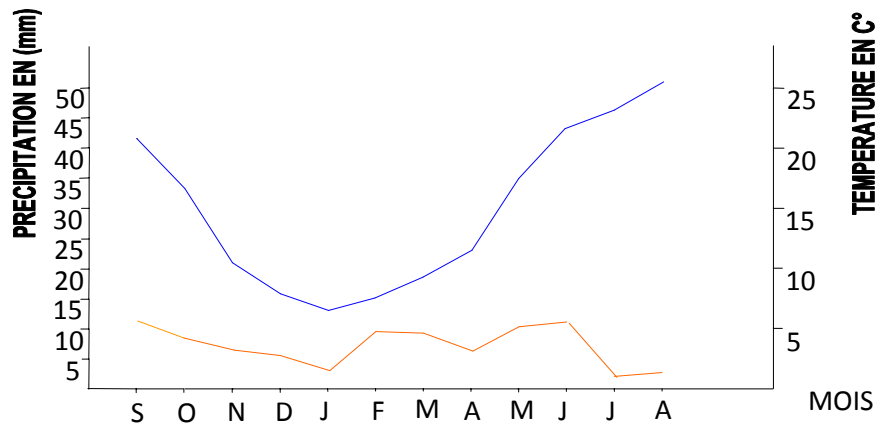


Figure III.3. Période De Sècheresse (1986-2008) Région Bir El Ater.

### III.3. Géologie local de Djebel El Onk

#### III.3.1. Gisement de Kef Essnoun

- **Situation géographique**

Le gisement est situé à 6 km au Sud de la Ville de Bir El Ater, et à 2 km à l'Ouest du gisement de Djemi Djema.

Topographiquement, la zone du gisement, située au pied du Djebel Kef Essennoun, constitue un plateau descendant en pente douce vers le Sud-Ouest.

Les cotes topographiques varient de 720 m au Sud –Ouest à 810 m au Nord-Est (dressants Nord).[35]

#### III.3.2. Historique de recherche

Le gisement de Kef Essennoun a été reconnu en détail par l' EREM, au cours de l'année 1986, grâce à 32 sondages carottes réalisés à la maille 250X300 m.

En outre, l'E.R.E.M a réalisé dans la zone des dressants 22 tranchées.

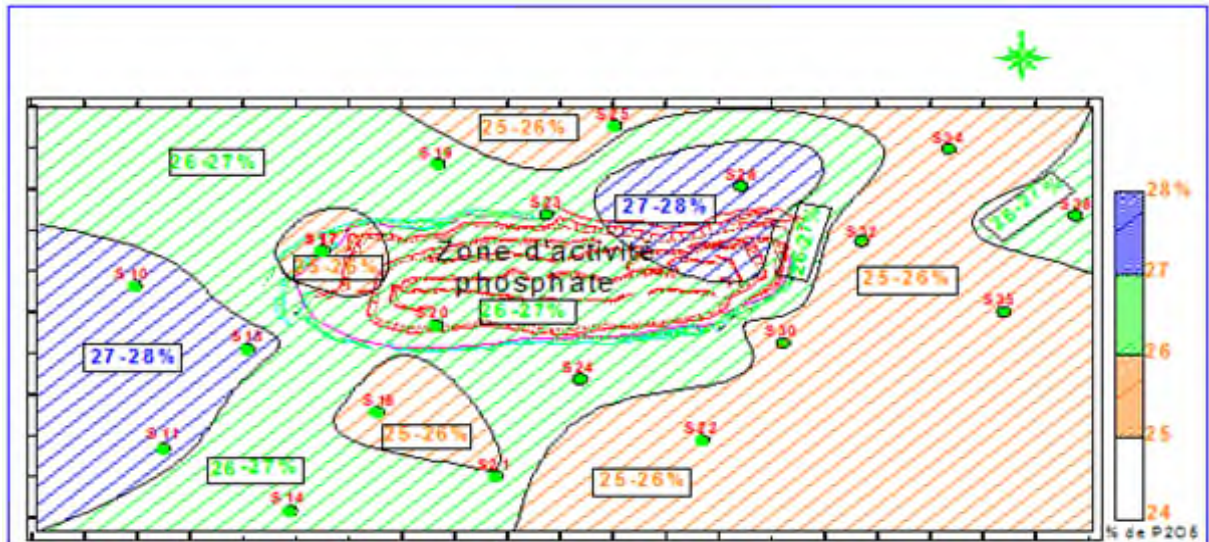
Des données plus anciennes proviennent des recherches réalisées par G.Ranchin en 1963 (puits, descenderie Dubuc, tranchées dans les dressants ), ainsi que 3 sondages et tranchées des dressants réalisés par la SONAREM (1977-1979).[34]

#### III.3.3. Géologie du gisement

##### III.3.3.1. Les teneurs et les réserves géologiques

Les moyennes des teneurs en  $P_2O_5$  sont assez constantes sur toute l'étendue du gisement et oscillent entre 25.05 et 27.94 %. Les moyennes en MgO sont faibles et constantes pratiquement sur toute l'étendue du gisement, elles sont comprises entre 2 et 3% avec une moyenne générale 2.61%.

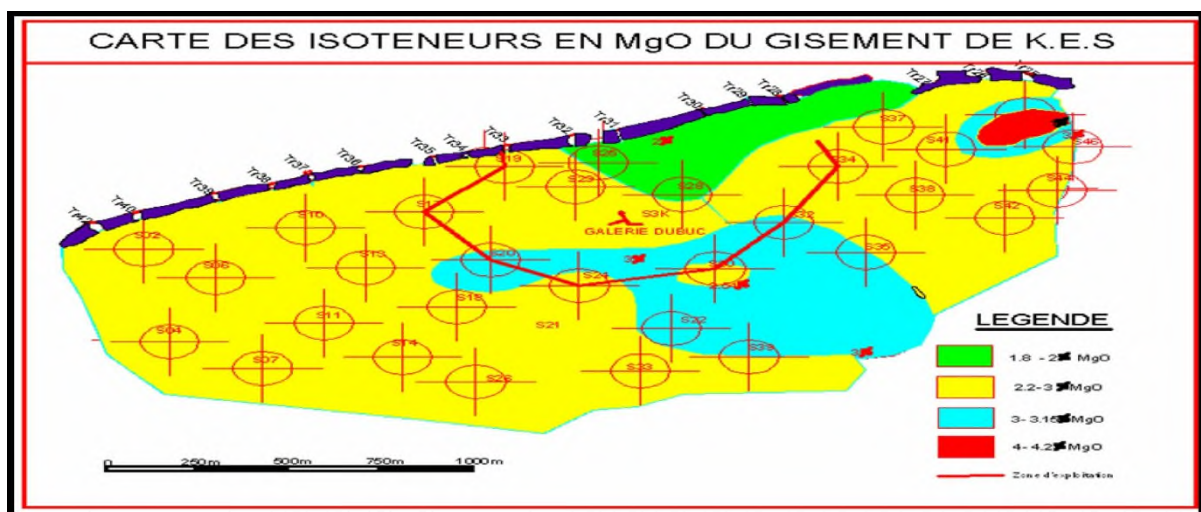




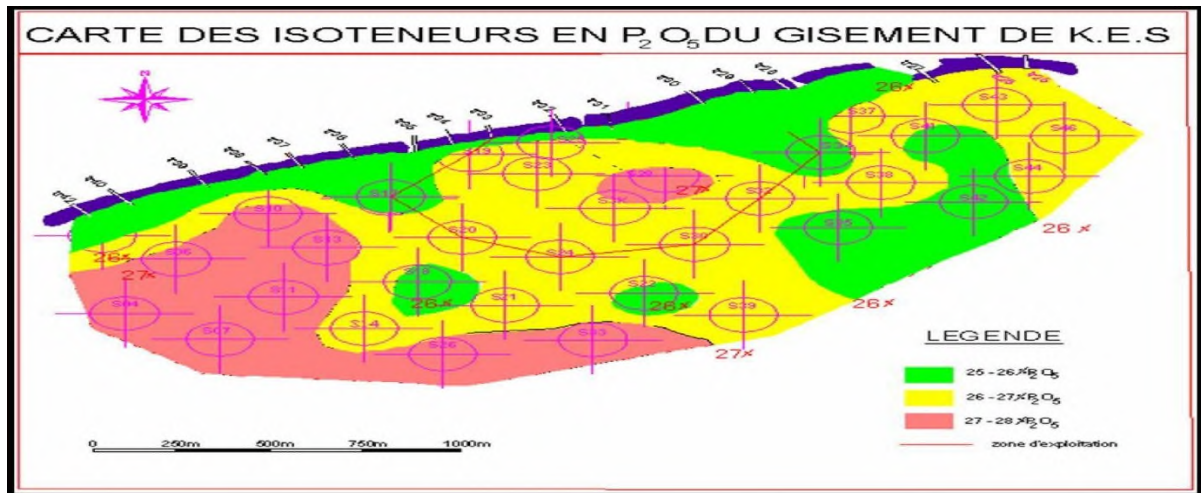
**Figure III.4.** La carte des isoteneurs en P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> et MgO en % du gisement de K.E.S.

Le gisement de Kef-Essenoun est subdivisé en trois blocs de calcul de réserves qui sont de l'ordre de 317 Millions de Tonnes dont :

- 168 M T réserves prouvées, de minerais situés sous des ratios linéaires de 1,32 à 4,5.
- 50 M T réserves probables, situés sous de ratios linéaires plus élevés de 4,3 à 6,5.
- 99 M T réserves possibles, situés sous de ratios linéaires supérieurs à 5.



**Figure III.5.** Carte d'iso teneurs en MgO du gisement de Kef Essenoun.



**Figure III.6.** Carte d'iso teneurs en  $P_2O_5$  du gisement du Kef Essennoun.

### III.3.3.2. Infrastructures et cadre économique de la région

Le gisement de djebel Onk se caractérise par l'absence des habitations, le point le plus proche c'est la ville de Bir-EL Ater à 6Km, on note seulement la présence de la route nationale N° 16 reliant Bir – El Ater et El Oued, et les poteaux électriques.

### III.3.3.3. Composition minéralogique

A djebel-Onk et partout dans les autres gîtes; la couche minéralisée (phosphate) est de type sédimentaire stratiforme d'une grande étendue et d'une puissance évaluée à plus de 28 m.

Le minerai du gisement de Djebel Onk est constitué de phosphate à gangue carbonatée, il appartient au groupe fluor apatite carbonaté ci-joint ci-dessous la composition minéralogique de minerai gisement Kef-Essennoun. [35]

## III.4. Présentation de l'entreprise

### III.4.1. Ferphos

L'entreprise nationale du fer et du phosphate) est l'une des plus importantes entreprises minières en Algérie. Dans ses activités d'exploitation des mines de phosphate, de fer et de pouzzolane, FERPHOS utilise les technologies et procédés les plus récents, recherche l'excellence, emploie les hommes qualifiés et motivés.

### III.4.2. Somiphos

Société des Mines de phosphates Filiale de FERPHOS group. Créée en janvier 2005, suite à la réorganisation de FERPHOS spa, SOMIPHOS est une société par action à capital public, détenu à 100% par FERPHOS group, Elle a pour objet la recherche, l'exploitation, le traitement, l'enrichissement, la transformation le transport et la commercialisation des phosphates et produits connexes ou analogues.

### **III.4.2.1. Organisation de Somiphos**

SOMIPHOS extrait le phosphate brut du sol grâce à des carrières à ciel ouvert dans le bassin phosphate de Djebel Onk.

Le minerai est par la suite criblé, lavé et séché. Le minerai traité. Est alors expédié aux installations portuaires d'Annaba, soit par voie ferrée où par transport routier .la totalité de la production est exportée, comme matière première, à destination de plusieurs pays à travers le monde.

Le complexe du Djebel Onk est la principale Stratégique Business Unité de FERPHOS pour la production de phosphate.

Composé de deux mines à ciel ouvert et d'une usine de traitement de phosphate, le complexe du Djebel Onk jouit, dans le cadre de l'organisation de FERPHOS, d'une autonomie de gestion administrative et financière lui permettant d'être à l'écoute et plus proches de leurs exigences.

Le complexe du Djebel Onk est en phase finale de certification aux normes de L'internationalStandardisation Organisation, ISO 9001 Version 2000 (Système de Management de Qualité) et SIO 14001 (Système de Management Environnemental).

## **III.5. Méthode d'exploitation**

### **III.5.1. Introduction**

La mine de Kef Essnoun est une mine à ciel ouvert, constituée de plusieurs gradins en forme d'une fosse. Le facteur de recouvrement est de un pour deux, c'est-à-dire que pour chaque gradin de minerai abattu, il faut abattre deux gradins de stériles. Pour cela, on trouve les gradins de stériles dans la périphérie et les gradins de minerais dans le centre de la fosse.

### **III.5.2.Généralité sur l'exploitation**

La méthode d'exploitation consiste en la réalisation d'une succession des travaux miniers afin d'assurer la découverte et l'extraction en qualité et quantité planifiée dans les meilleurs conditions.la méthode d'exploitation du gisement de Kef-Essnoun est celle avec un seul bord exploitable, suivants des normes :

- La hauteur des gradins : 15 m
- La largeur de plateforme : 30 m
- Respecter la distance de la décharge...etc.

#### **III.5.2.1.Exploitation du phosphate**

L'extraction du phosphate est le premier maillon de la chaîne de production.

- 1<sup>ère</sup> opération : Terrassement par bulldozer

- 2<sup>ème</sup> opération: Foration avec des sondeuses
- 3<sup>ème</sup> opération : usage de l'explosif.

#### A. Régime de travail

1. Stérile : 2×8 continue
2. Phosphate : 3×8 continue
3. Chargement et Transport pour le stérile: Nombre de poste / j = 02 continue.
4. Chargement et Transport pour le phosphate: Nombre de poste / j = 03 continue.
5. Foration : Nombre de poste / j = 02 continue.

#### III.5.2.2. Les paramètres de la méthode d'exploitation

##### A. Paramètres des chantiers : (Kef-Essnoun)

Hauteur de gradin :

- Pour le stérile : 15m.
- Pour le phosphate : 15 m.
- Pour le stérile : 85°.

Inclinaison des talus gradins :

- Pour le phosphate : 85°.

Largeur de plateforme :

- Pour le stérile : >30 m.
- Pour le minerai : > 30 m.

Angle de bord exploitable =  $70^{\circ} \div 75^{\circ}$

Stabilité des bords des cotés ouest elle est bonne.

La largeur de la berne de sécurité = 20m.

##### B-Principaux processus

La préparation des roches se fait par les travaux de forage et tir pour le stérile et le phosphate.

##### • Foration

Les processus de foration font l'objet d'une étude comparatif pour deux types de sondeuse avec différents diamètres à savoir :

$\emptyset = 165 \text{ mm.}$

$\emptyset = 125 \text{ mm.}$

- **Les paramètres de foration utilisés (Kef Essnoun)**

Nombre de poste :

- pour le stérile : 02
- Pour le phosphate : 03

La durée de poste :

- pour le stérile : 08h
- Pour le phosphate : 08h

Rendement théorique des sondeuses :

- pour le stérile : 45 m/h
- Pour le phosphate : 45 m/h

Rendement pratique des sondeuses :

- pour le stérile : 30 ÷ 50 m/h
- Pour le phosphate : 30 ÷ 50 m/h

Nombres des sondeuses utilisées :

- Pour le stérile : 02
- Pour le phosphate : 03

- **Foration secondaire**

- Pour la foration secondaire (banquette hors gabarit et pied).
- Foration des blocs hors gabarit.

- **Travaux de tir**

Les explosifs utilisés à Djebel Onk sont :

Anfomil 25 Kg .

Marmanite Ø<sub>80</sub> ; Ø<sub>65</sub> ; Ø<sub>50</sub>.

Cordeau 12 g/t ; 20 g/t.

Mèche lente ; relais (détonateur à micro retard) ; détonateur.

Fils électrique.

Exploseur.

DEM (détonateur électrique à micro retard).

DEI (détonateur électrique instantané).

Testeur.

- **Processus de chargement des roches :**

Le chargement de la masse rocheuse sera assuré par des pelles hydrauliques CATERPILARD ET LIHEBERR sur CHENILLE (à une capacité de godet de 6 m<sup>3</sup>)

Le calcul de nombre des engins de chargement se basé sur les objectifs ciblés (Kef Essnoun).



**Figure III.7.**Opération de chargement (prise le 18/03/2016).

- **Processus Transport de la masse rocheuse :**

Le transport de la masse rocheuse sera assuré par des camions avec une capacité de la benne 50 T. Le calcul des engins de transport est basé sur des objectifs ciblés (Kef Essnoun).

### **III.6. Conclusion**

Le gisement de Kef Essnoun est situé sur le flanc méridional de l'anticlinal de Djebel Onk. Il est caractérisé par un faciès phosphaté d'une épaisseur atteignant les 50m et un recouvrement de stérile constitué généralement par une série calcaire-dolomitique à silex de l'Yprésien et surmonté localement par les calcaires de Lutétien puis par les sables du Miocène et les alluvions du Quaternaire. Son épaisseur totale varie de 40 m à 198 m. De plus, la région est caractérisée par un réseau hydrographique généralement sec.

Le choix des paramètres d'exploitation de la mine de Kef Essnoun dépend généralement des caractéristiques des terrains et de la sécurité du travail. L'étude de ses caractéristiques concernant les conditions géologiques, hydrogéologiques et les paramètres d'exploitation ont permis d'obtenir une image aussi complète que possible sur les caractéristiques des massifs rocheux traversés afin d'évaluer leurs stabilité.

# *CHAPITRE IV*

---

*CARACTERISATION DE flanc NORD-OUEST DE KEF  
ESSNOUN*

## Chapitre IV : Caractérisation de flanc nord-ouest de Kef Essnoun

### IV.1. Introduction

Le calcul de la stabilité des talus revient à déterminer le facteur de sécurité des gradins. Pour cela, il est nécessaire en premier lieu, de déterminer les propriétés physico-mécaniques du massif rocheux de flanc nord-ouest Kef Essnoun et de le classifié. Une fois le massif caractérisé et classifié.

### IV.2. Les propriétés physico-mécaniques

Dans notre cas d'étude, les paramètres utilisés ont été relevés à la base de données disponible et communiquées par l'entreprise. Ils proviennent des essais antérieurs effectués au niveau d'un laboratoire. (Annexe 2)

Les propriétés physico-mécaniques de flanc nord-ouest de Kef Essnoun sont présentées dans les tableaux ci-dessous :

#### IV.2. 1. Résistance à la compression uniaxiale

**Tableau IV.1.** Résultats des essais de la compression uniaxiale.

Type de l'échantillon (chaque couche)	Résistance à la compression uniaxiale (Mpa)
Couche 1 : Calcaires	58,84
Couche 2 : Phosphates	50
Couche 3 : Calcaires phosphatés	31
Couche 4 : Marnes	9,58

D'après les résultats, les couches de Calcaires et de Phosphates sont classifiées de résistantes ; les couches de Calcaires Phosphatés et de Marnes sont classifiées de moyenne

#### IV.2.2. Résistance à la traction

**Tableau IV.2.** Résultats des essais de la résistance à la traction.

Type de l'échantillon	Résistance au la traction (Mpa)
Couche 1 : Calcaires	8,23
Couche 2 : Phosphates	7
Couche 3 : Calcaires Phosphatés	/
Couche 4 : Marnes	2

Simultanément les résultats présentés sur le tableau (IV.2.) nous mène à qualifier les couches Calcaire et de Phosphates de résistantes et celle des marnes de moyenne.



### IV.2.3.Résistance au cisaillement

**Tableau IV. 3.**..résultats des essais de la résistance au cisaillement.

Type de l'échantillon	Résistance au cisaillement (Mpa)
Couche 1 : Calcaires	11,77
Couche 2 : Phosphates	10,3
Couche 3 : Calcaires Phosphatés	/
Couche 4 : Marnes	2,87

Les résultats de la résistance au cisaillement nous mènent à déduire que le calcaire et le phosphates sont résistants tandis que la marnes est moyenne.

### IV.2.4.Cohésion de l'échantillon ( $C_{ech}$ )

**TableauIV.4.**Cohésion des échantillons.

Type de l'échantillon	Cohésion de l'échantillon ( $C_{ech}$ ) (Mpa)
Couche 1 : Calcaires	0,12
Couche 2 : Phosphates	7,35
Couche 3 : Calcaires Phosphatés	/
Couche 4 : Marnes	1

### IV.2.5.Angle de frottement interne de l'échantillon ( $Q_{ech}$ )

**Tableau IV.5.** Angle de frottement des échantillons.

Type de l'échantillon	Angle de frottement interne de l'échantillon ( $Q_{ech}$ ) (°) :
Couche 1 : Calcaires	33-40
Couche 2 : Phosphates	27-37
Couche 3 : Calcaires Phosphatés	/
Couche 4 : Marnes	15

### IV.2.6.Module de Young

**Tableau IV.6.** Module de Young des échantillons.

Type de l'échantillon	Module de Young (Mpa) :
Couche 1 : Calcaires	27000
Couche 2 : Phosphates	24000
Couche 3 : Calcaires Phosphatés	/
Couche 4 : Marnes	1000

#### IV.2.7. Coefficient de contraction transversale

Tableau IV.7.Coefficient de contraction transversale des échantillons.

Type de l'échantillon	Coefficient de contraction transversale :
Couche 1 : Calcaires	0,25
Couche 2 : Phosphates	0,28
Couche 3 : Calcaires Phosphatés	/
Couche 4 : Marnes	0,4

#### IV.2.8.Densité

Tableau IV.8.Densité des échantillons.

Type de l'échantillon	Densité (Kg /m <sup>3</sup> )
Couche 1 : Calcaires	2550
Couche 2 : Phosphates	2255
Couche 3 : Calcaires Phosphatés	2552
Couche 4 : Marnes	1900-2100

### IV.3. Classification des massifs rocheux dans flanc nord-ouest de la mine de Kef Essnoun

Il y a trois gradins dans la mine de Kef Essnoun (flanc nord-Ouest), deux pour le stérile (calcaire) de hauteur de 15m et un seul gradin pour le phosphate de hauteur de 15m).

La méthode la plus rationnel est la méthode de Don Deer, 1967 qui sert a déterminé la classe du massif rocheux

#### IV.3.1.Classification RQD1d'après Don Deer 1967

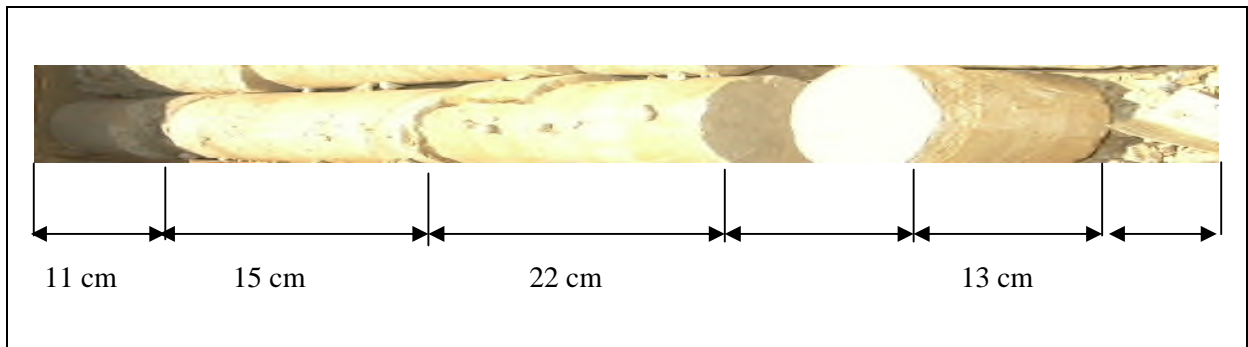
La formule suivante détermine la classe du massif rocheux D'après Don Deer ,1967

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur des carottes } > 10cm}{\text{Longueur de la passe du forage (longueur total des carottes extraites)}} \times 100$$

**IV.3.1.1. Classification RQD1 pour les gradins de stérile (calcaire)**

**1<sup>er</sup> gradin :**

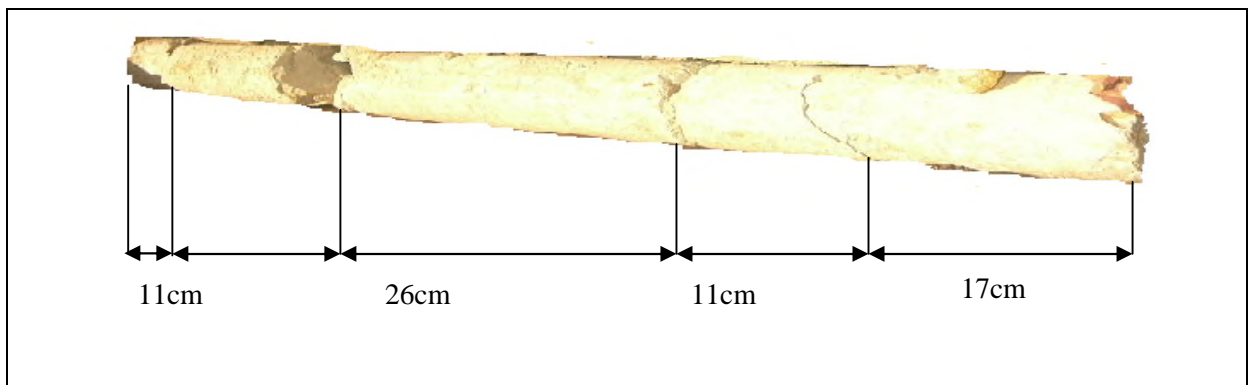
**Partie 1 :**



**Figure. IV.1.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 1 du gradin 1 (D'après la méthode de Don Deer 1967).

$$RQD1 = \frac{10 + 11 + 22 + 13}{100} \times 100 = 61\%$$

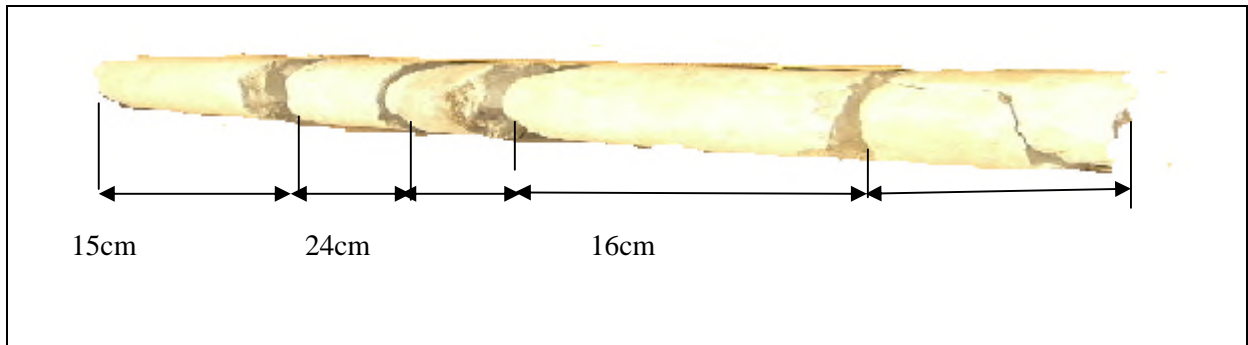
**Partie 2 :**



**Figure IV.2.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 2 du gradin 1 (D'après la méthode de Don Deer 1967).

$$RQD1 = \frac{11 + 26 + 11 + 17}{100} \times 100 = 65\%$$

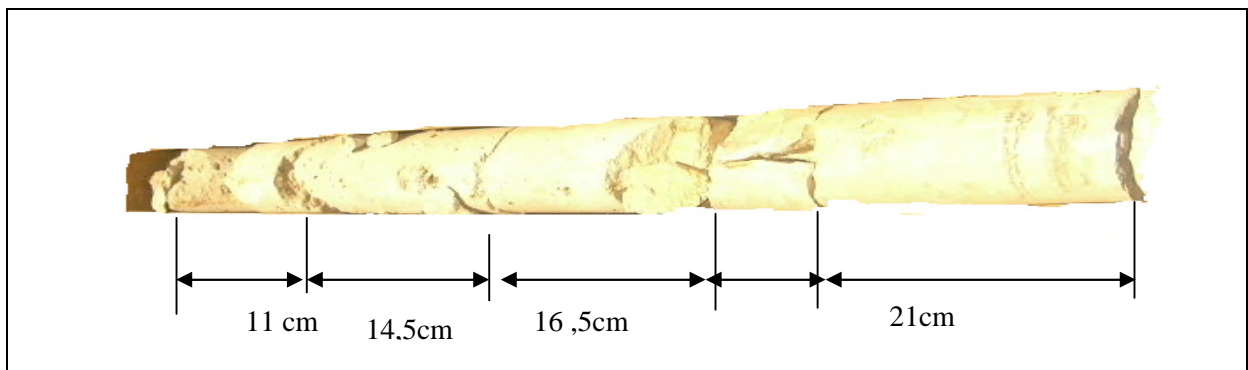
**Partie 3 :**



**Figure.IV.3.**Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie du gradin 1  
D'après la méthode de Don Deer 1967.

$$RQD1 = \frac{15 + 24 + 16}{100} * 100 = 55\%$$

**Partie 4 :**



**Figure.IV.4.**Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 4 du gradin 1  
(D'après la méthode de Don Deer 1967).

$$RQD1 = \frac{11 + 14,5 + 16,5 + 21}{100} \times 100 = 63\%$$

$$RQD1_{globale} = \frac{61 + 65 + 55 + 63}{4} = 61\%$$

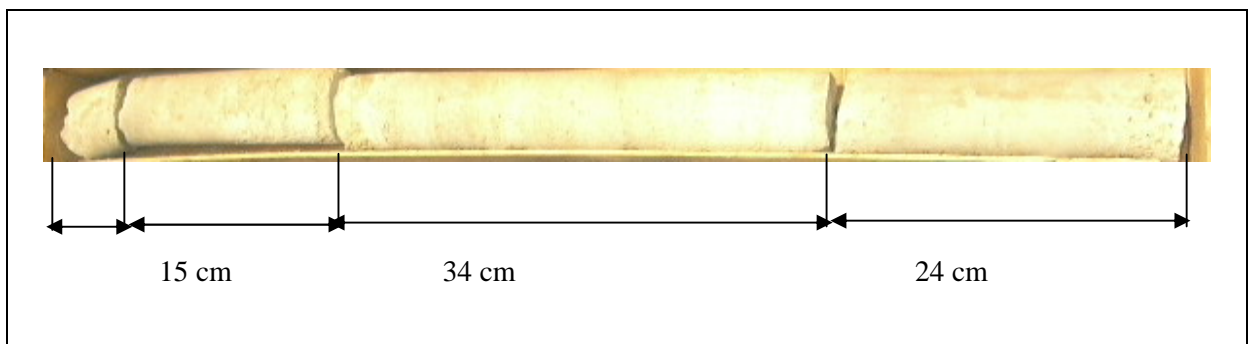
**Tableau .IV.9.**Classification du gradin de stérile 1 par la méthode de Don Deer, 1967.

Observation	%classe de RQD	%RQD	Partie
Qualité du massif est moyenne	50-75%	61%	Partie 1
Qualité du massif est moyenne	50-75%	65%	Partie 2
Qualité du massif est moyenne	50-75%	55%	Partie 3
Qualité du massif est moyenne	50-75%	63%	Partie 4
Qualité du massif est moyenne	50-75%	61%	RQD globale

**IV.3.1.2. Classification RQD<sub>2</sub> pour les gradins de stérile**

**Gradin 2 :**

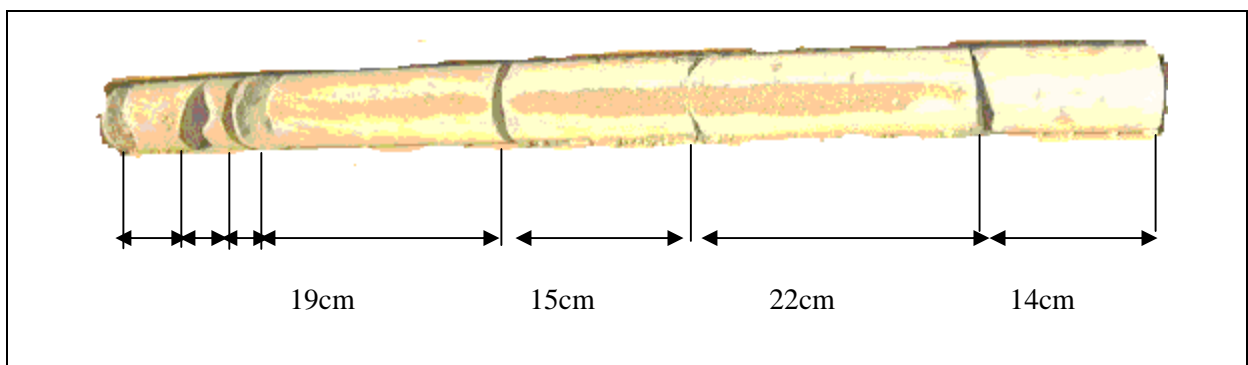
**Partie 1:**



**Figure.IV.5.**Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 1 du gradin 2 (D'après la méthode de Don Deer 1967).

$$RQD1 = \frac{15 + 34 + 24}{100} \times 100 = 73\%$$

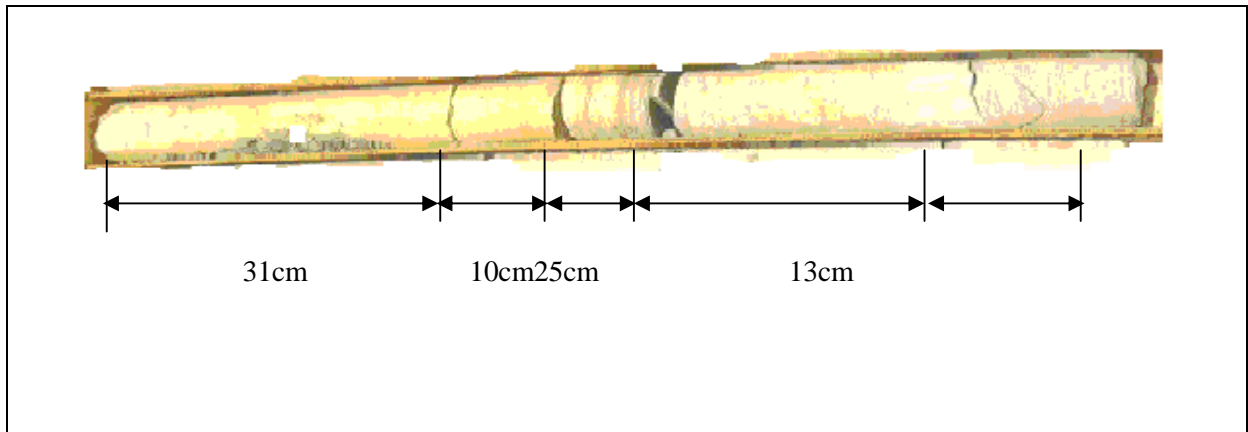
**Partie 2 :**



**Figure.IV.6.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 2 du gradin 2 (D'après la méthode de Don Deer 1967).

$$RQD1 = \frac{19 + 15 + 22 + 14}{100} \times 100 = 70\%$$

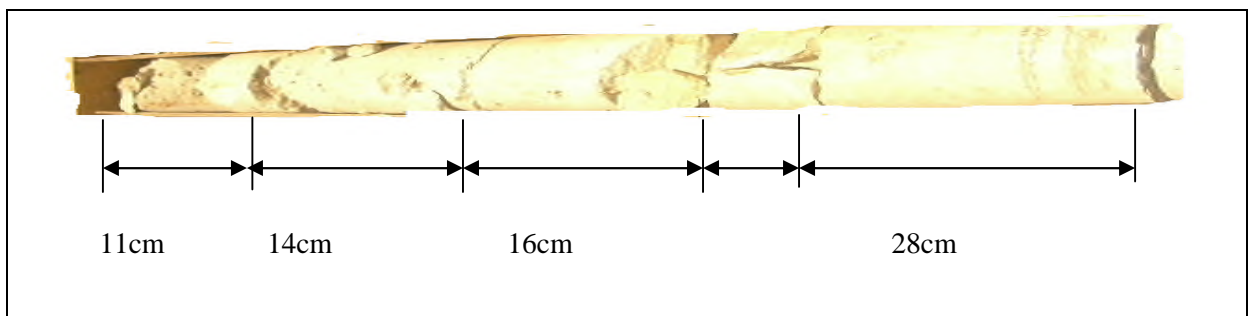
**Partie 3 :**



**Figure.IV.7.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 3 du gradin 2 (D'après la méthode de Don Deer 1967).

$$RQD1 = \frac{13 + 25 + 10 + 31}{100} \times 100 = 79\%$$

**Partie4 :**



**Figure.IV.8.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 4 du gradin 2 (D'après la méthode de Don Deer 1967).

$$RQD1 = \frac{11 + 14 + 16 + 28}{100} \times 100 = 69\%$$

$$RQD1 = \frac{73 + 70 + 79 + 69}{100} \times 100 = 70\%$$

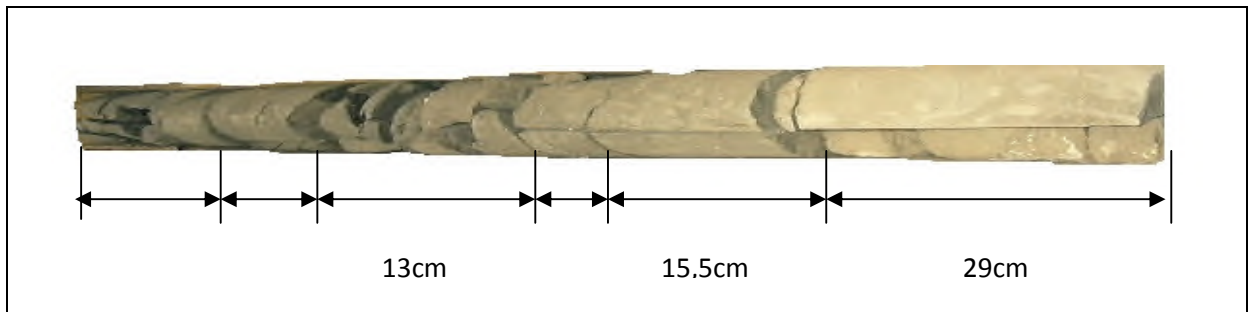
**Tableau .IV.10.**Classification du gradin de stérile 2 par la méthode de Don Deer, 1967.

Observation	%classe de RQD	%RQD	Partie
Qualité du massif est moyenne	50-75%	73%	Partie 1
Qualité du massif est moyenne	50-75%	70%	Partie 2
Qualité du massif est bonne	75-90%	79%	Partie 3
Qualité du massif est moyenne	50-75%	69%	Partie 4
Qualité du massif est moyenne	50-75%	70%	RQD globale

**IV.3.1.3. Classification RQD<sub>3</sub> pour les gradins de phosphate**

**Gradin 3:**

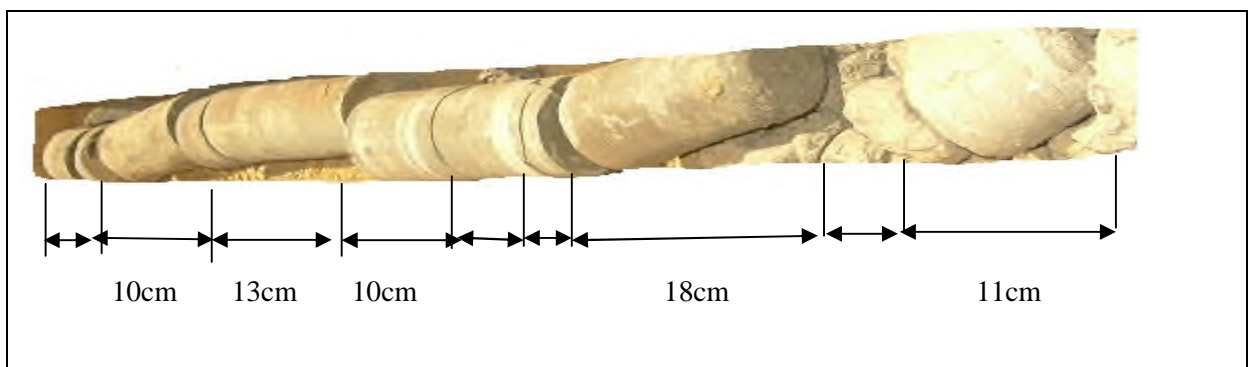
**Partie 1:**



**Figure.IV.9.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 1 du gradin 3 (D'après la méthode de Don Deer 1967).

$$RQD1 = \frac{13 + 15,5 + 29}{100} \times 100 = 57,5\%$$

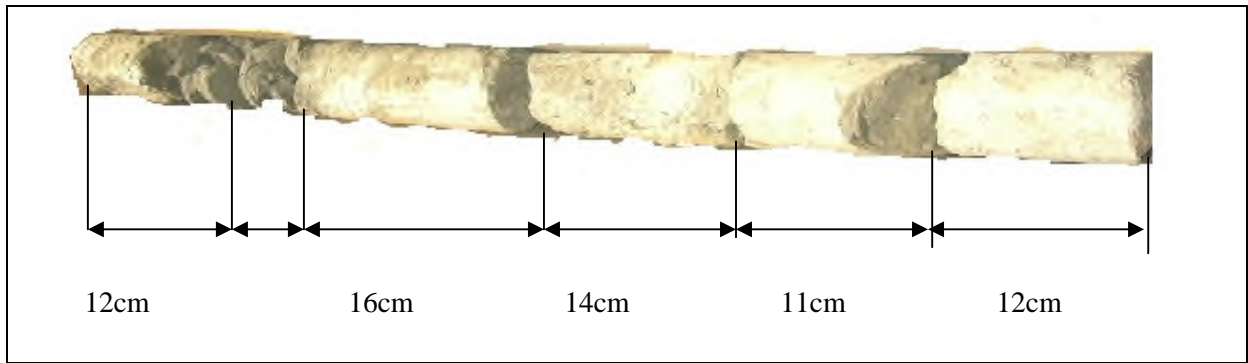
**Partie 2 :**



**Figure IV.10.**Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 2 du gradin 3 (D'après la méthode de Don Deer 1967).

$$RQD3 = \frac{10 + 13 + 10 + 18 + 11}{100} \times 100 = 62\%$$

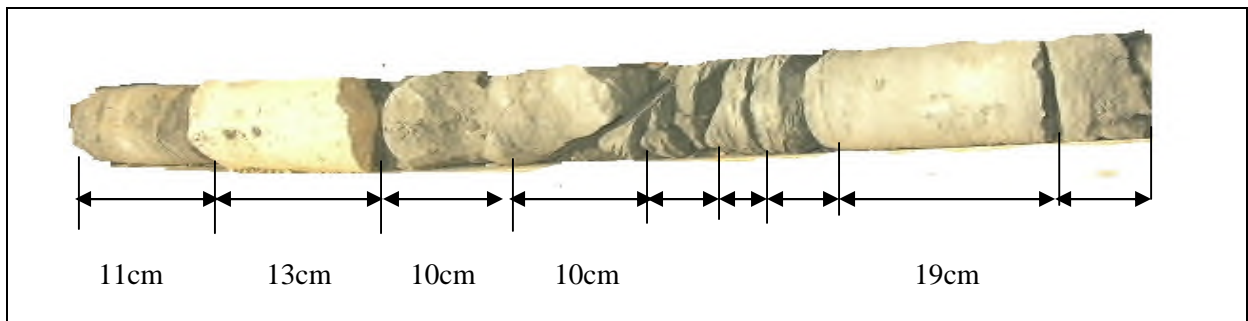
**Partie 3 :**



**Figure IV.11.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 3 du gradin 3 (D'après la méthode de Don Deer 1967).

$$RQD3 = \frac{12 + 16 + 14 + 12 + 12}{100} \times 100 = 65\%$$

**Partie 4:**



**Figure IV.12.** Carotte de forage avec des morceaux supérieur 10cm d'une partie 4 du gradin 3 (D'après la méthode de Don Deer 1967).

$$RQD3 = \frac{11 + 13 + 10 + 10 + 19}{100} \times 100 = 64\%$$

$$RQD3globale = \frac{57,5 + 62 + 65 + 64}{100} \times 100 = 62,12\%$$



**Tableau .IV.11.**Classification du gradin de phosphate par la méthode de Don Deer, 1967.

Observation	%classe de RQD	%RQD	Partie
Qualité du massif est moyenne	50-75%	57,5%	Partie 1
Qualité du massif est moyenne	50-75%	62%	Partie 2
Qualité du massif est moyenne	50-75%	65%	Partie 3
Qualité du massif est moyenne	50-75%	64%	Partie 4
Qualité du massif est moyenne	50-75%	63%	RQD globale

**Tableau .IV.12.**Classification RQD<sub>G</sub> globale Des trois gradins par la méthode de Don Deer, 1967.

Observation	%classe de RQD	%RQD	Partie
Qualité du massif est moyenne	50-75%	61%	RQD <sub>G1</sub>
Qualité du massif est moyenne	50-75%	74,25%	RQD <sub>G2</sub>
Qualité du massif est moyenne	50-75%	62,12%	RQD <sub>G3</sub>
Qualité du massif est moyenne	50-75%	65,79%	RQD <sub>GLOBALE</sub> G <sub>1</sub> +G <sub>2</sub> +G <sub>3</sub>

#### IV.4.Classification RMR du gradin 1,2 et3 Beniawski, 1976 Dans la mine de phosphate de Kef Essnoun (flanc nord-ouest)

##### IV.4. 1. Espacement entre discontinuités du gradin 1 ,2 et 3

**Tableau .IV.13.**Espacement entre discontinuités du gradin 1 ,2 et 3.

\	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0,03	0,05	0,02	0,06	0,07	0,03	0,04	0,1	0,06	0,08	0,09	0,03	0,03	0,05
2	0,05	0,06	0,03	0,01	0,09	0,04	0,02	0,06	0,06	0,05	0,04	0,06	-	-
3	0,02	0,04	0,05	0,06	0,04	0,03	0,02	0,05	0,03	-	-	-	-	-

**Ou :**

$$E = \frac{l}{n}$$

E : espacement m ;

L : longueur de la partie du massif mesuré m ;

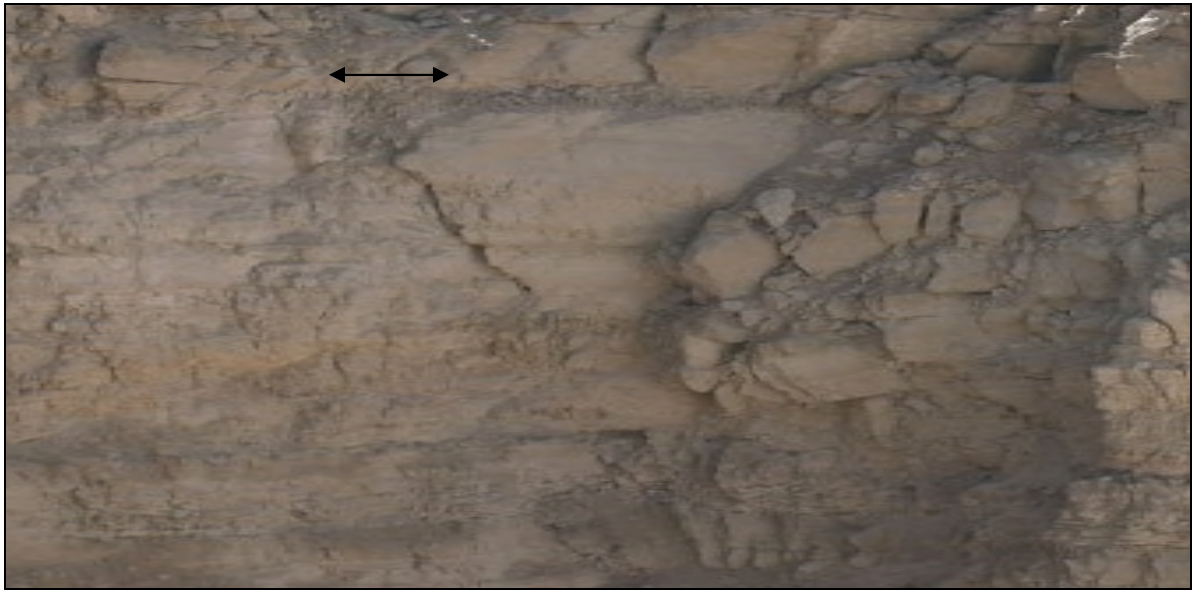
N : nombre de fissures sur la partie mesuré ;

Espacement entre discontinuité du gradin 1 est 0,052 m

Espacement entre discontinuité du gradin 2est 0,047 m

Espacement entre discontinuité du gradin 3est 0,037 m

#### IV.4.2. Classification $RMR_1$ du gradin de stérile 1 d'après Beniaowski, 1976



**Figure.IV.13.**Type de discontinuités du gradin N°1 (prise le 8/03/2016).

- Compression ( $C_o$ ) de la roche intacte est : 60 Mpa
- Qualité du massif estimé  $RQD_1$  est: 61%
- Espacement entre les discontinuités est : 0.052m inférieur de 60 mm
- Conditions des discontinuités : discontinuités de faiblement rugueuse, avec une séparation inférieure de 1 mm face souples
- Disposition des discontinuités par rapport à la direction du cavage : favorable
- Venues d'eaux souterraines : pas de venues d'eau souterraines conditions générales sec.

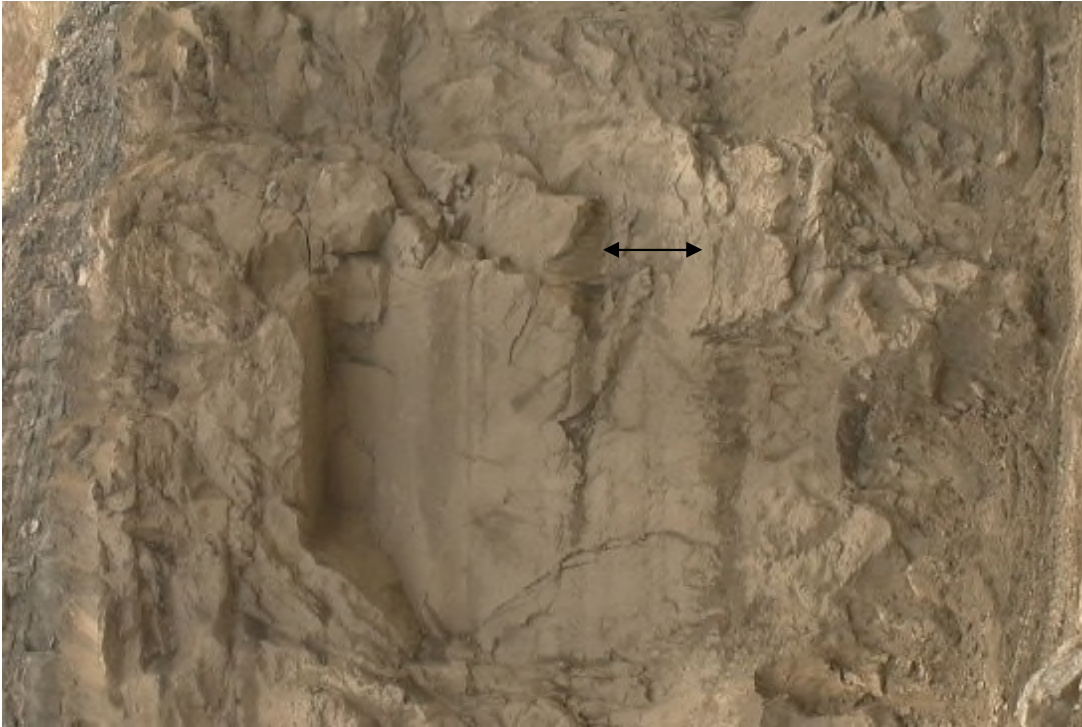
Donc la classification  $RMR_1$  du 1<sup>er</sup> gradin est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau .IV.14.**Classification  $RMR_1$  du gradin de stérile 1 d’après Beniaowski, 1976.

Paramètre	Paramètre Estimé	Classe	Rating
Compression ( $C_o$ ) de la roche intacte	60 Mpa	50-100	7
Qualité du massif estimé $RQD_1$	61%	50-75	13
Espacement entre les discontinuités	0,052m	>50mm	10
Conditions des discontinuités	discontinuités de faiblement rugueuse, avec une séparation inférieure de 1 mm face souples	Condition2	20
Disposition des discontinuités	Favorable	-5	-5
Venus d’eaux souterraines	pas de venus d’eau souterraines conditions générales sec.	Condition générale sec	15

$$RMR_1 = 07 + 13 + 10 + 20 - 5 + 15 = 60$$

#### IV.4.3. Classification RMR<sub>2</sub> du gradin de stérile 2 d'après Beniaowski, 1976



**Figure.IV.14.**Type de discontinuités gradin N° 2 (prise le 10/03/2016).

- Compression ( $C_0$ ) de la roche intacte : 60Mpa
- Qualité du massif estimé RQD<sub>2</sub> : 74,25 %
- Espacement entre les discontinuités : 0.047m inférieur de 50 mm
- Conditions des discontinuités : discontinuités de faiblement rugueuse, face dure
- Disposition des discontinuités par rapport à la direction du cavage : favorable
- Venues d'eaux souterraines : pas de venues d'eau souterraines conditions générales sec.

Donc la classification RMR<sub>2</sub> du 2<sup>er</sup> gradin est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau .IV.15.**Classification RMR<sub>2</sub> du gradin de stérile 2 d’après Beniaowski, 1976.

Paramètre	Paramètre Estimé	Classe	Rating
Compression (C <sub>o</sub> ) de la roche intacte	60 Mpa	50-100	7
Qualité du massif estimé RQD <sub>1</sub>	74,25%	50-75	13
Espacement entre les discontinuités	Inf de 60mm	<50mm	5
Conditions des discontinuités	discontinuités de faiblement rugueuse, face dure	Condition 2	25
Disposition des discontinuités	Favorable	Disposition 2	-5
Venus d’eaux souterraines	00 sec.	Condition générale sec	15

$$RMR_2 = 07 + 13 + 5 + 25 - 5 + 15 = 60$$

**IV.4.4. Classification RMR<sub>3</sub> du gradin de phosphate d’après Beniaowski, 1976**



**Figure.IV.15.**Type de discontinuités gradin N°3 ((prise le 10/03/2016).

- Compression (C<sub>o</sub>) de la roche intacte = 50 Mpa
- Qualité du massif estimé RQD<sub>3</sub> = 62,12 %
- Espacement entre les discontinuités : ES = 0.037 m
- Conditions des discontinuités : discontinuités de faiblement rugueuse, face souple

- Disposition des discontinuités par rapport à la direction du cavage : très favorable
- Venues d'eau souterraine : pas de venues d'eau souterraines conditions générales sec.

Donc la classification RMR<sub>3</sub> du 3<sup>ème</sup> gradin est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau .IV.16.** Classification RMR<sub>3</sub> du gradin de phosphate d'après Beniaowski, 1976.

Paramètre	Paramètre Estimé	Classe	Rating
Compression (C <sub>o</sub> ) de la roche intacte	50 Mpa	50-100	7
Qualité du massif estimé RQD <sub>1</sub>	62,12%	50-75	13
Espacement entre les discontinuités	0,037	<50mm	5
Conditions des discontinuités	discontinuités de faiblement rugueuse, face dure	Condition 2	25
Disposition des discontinuités	Très favorable	Disposition 2	0
Venus d'eaux souterraines	00 sec.	Condition générale sec	15

$$RMR_3 = 07 + 13 + 5 + 25 + 0 + 15 = 65$$

**Tableau .IV.17.** Classification RMR<sub>G</sub> des trois gradins par la méthode de Beniaowski, 1976.

	Indice RMR	Classe	Terme descriptif
<b>Gradin 1</b>	60	41-60	Moyenne
<b>Gradin 2</b>	60	41-60	Moyenne
<b>Gradin 3</b>	65	61-80	Bonne
<b>RMR globale G1+G2+G3</b>	61,66	41-60	Moyenne

#### IV.5. Classification GSI

La valeur de GSI en se basant sur le critère de Hoek et Brown qui s'appuie sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

D'après les résultats de la campagne d'observation menée dans le site d'étude de Kef Essnoun (Annexe 1), le GSI est présenté, pour les différents faciès, dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau .IV.18.** Classification GSI du massif rocheux de flanc Nord-Ouest Kef Essnoun.

Faciès	GSI	Qualité du massif rocheux
Calcaire	70	Bonne
calcaire phosphaté	70	Bonne
Phosphate	70	Bonne
Marne	15	Très mauvaise

#### IV.6. Conclusion

- **Gradin 1 :**
  - suivant la méthode de Don Deer, 1967, le massif rocheux au niveau du gradin 1 caractérisé par un  $RQD_G$  de l'ordre de 61% classe 50-75% d'où la qualité du massif est moyenne.
  - suivant la méthode de Beniaowski, 1976, le massif rocheux au niveau du gradin 1 caractérisé par un  $RMR_G$  de l'ordre de 60% classe 41-60% d'où la qualité du massif est moyenne.
- **Gradin 2 :**
  - suivant la méthode de Don Deer, 1967, le massif rocheux au niveau du gradin 2 caractérisé par un  $RQD_G$  de l'ordre de 74,25% classe 50-75% d'où la qualité du massif est moyenne.
  - suivant la méthode de Beniaowski, 1976, le massif rocheux au niveau du gradin 2 caractérisé par un  $RMR_G$  de l'ordre de 60% classe 41-60% d'où la qualité du massif est moyenne.
- **Gradin 3 :**
  - suivant la méthode de Don Deer, 1967, le massif rocheux au niveau du gradin 3 caractérisé par un  $RQD_G$  de l'ordre de 62,12% classe 50-75% d'où la qualité du massif est moyenne.

- suivant la méthode de Beniaowski, 1976, le massif rocheux au niveau du gradin 3 caractérisé par un  $RMR_G$  de l'ordre de 65 classe 61-80 d'où la qualité du massif est bonne.

La classification GSI a montré que la qualité du massif varie de très mauvaise pour les marnes à bonne pour les autres faciès.



*CONCLUSION*  
*GENERALE*

---

## **Chapitre V : Calcul de la stabilité de la flanc nord-ouest de la mine de Kef Essnoun**

### **V.1. Introduction**

Dans ce chapitre, on va étudier la stabilité actuelle de flanc nord-ouest de la mine de Kef Essnoun et prévoir un éventuel risque d'instabilité représenté par un facteur de sécurité déterminé par la méthode d'équilibre limite (Slide).

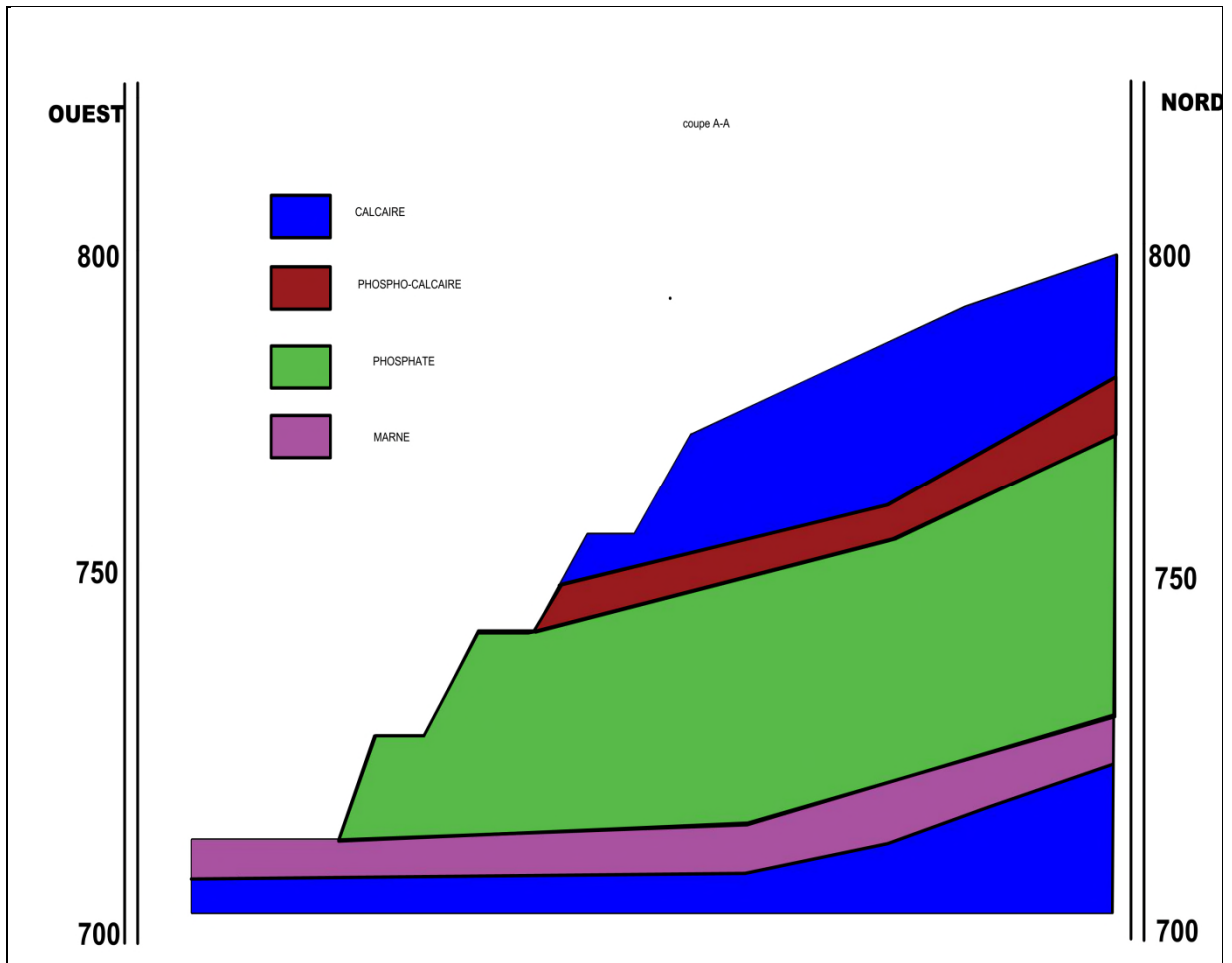
### **V.2. Modélisation de la stabilité par Slide 6.0**

En vue de valider les résultats trouvés dans le chapitre précédent ; l'application de la méthode d'équilibre limite c'est avéré l'un des meilleurs moyens permettant d'atteindre cet objectif.

Pour pouvoir réaliser la modélisation selon le logiciel choisi, une coupe A-A a été réalisée le long de quatre gradins de flanc nord-ouest de la mine de Kef Essnoun, afin d'avoir les épaisseurs des différentes couches principales qui constituent le massif de flanc nord-ouest de la mine de Kef Essnoun.

#### **V.2.1. Disposition stratigraphiques des couches du gisement de flanc nord-ouest de la mine de Kef Essnoun**

Le gisement de flanc nord-ouest de la mine de Kef Essnoun est composé de plusieurs couches en alternance. La figure ci-dessous nous montre la disposition des couches du gisement que nous avons réalisé en utilisant le logiciel Auto CAD.



**Figure V.1.** Disposition stratigraphiques des couches du gisement de de flanc nord-ouest de la mine de Kef Essnoun.

Le domaine étudié s'étend sur une largeur d'environ 300 m, de hauteur de 100 m. Il est constitué de gradins dont la largeur de la plate forme de travail et l'angle d'inclinaison de chaque'un est donné dans la figure ci-dessous :

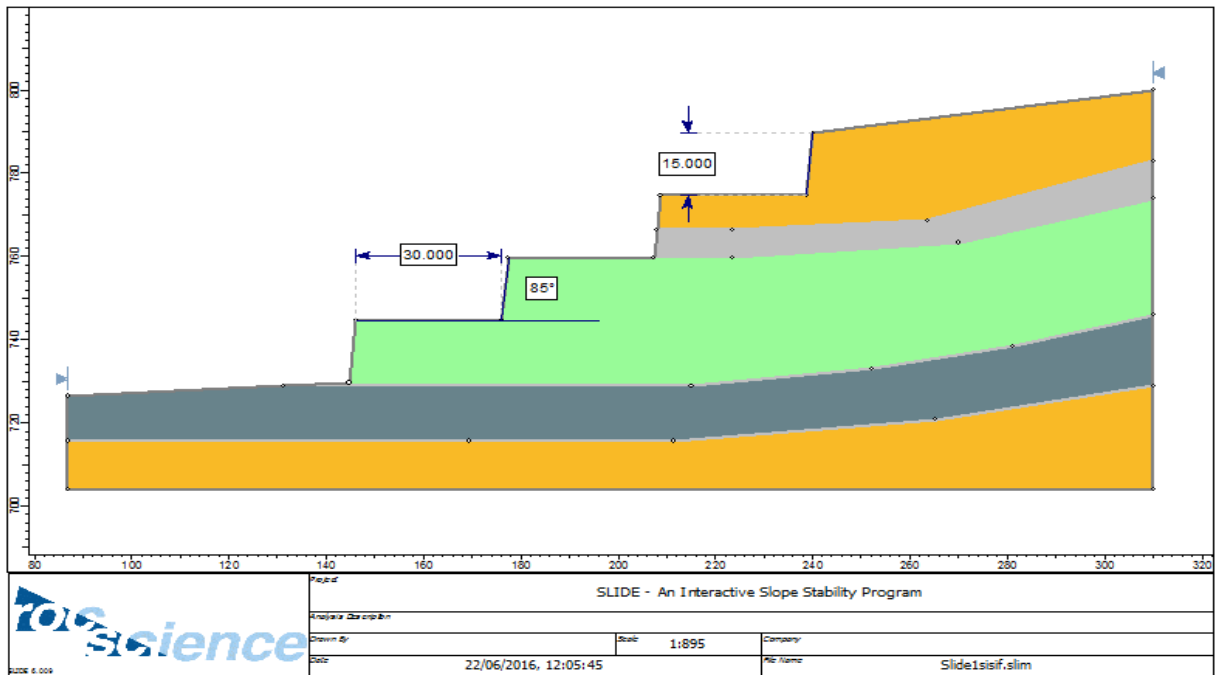


Figure V.2. Profil du site d'étude, coupe A-A.

### V.2.2. Calcul du coefficient de sécurité

Le calcul du coefficient  $F_s$  de sécurité a été réalisé à l'aide du logiciel Slide en utilisant les méthodes d'équilibres limites (méthodes déterministes). Il suffit d'introduire les paramètres physico-mécaniques du massif rocheux, les coordonnées (X, Y), les paramètres géométriques du modèle à étudier ainsi que le niveau de la nappe d'eau (le modèle étudié n'est pas influencé par la nappe d'eau).

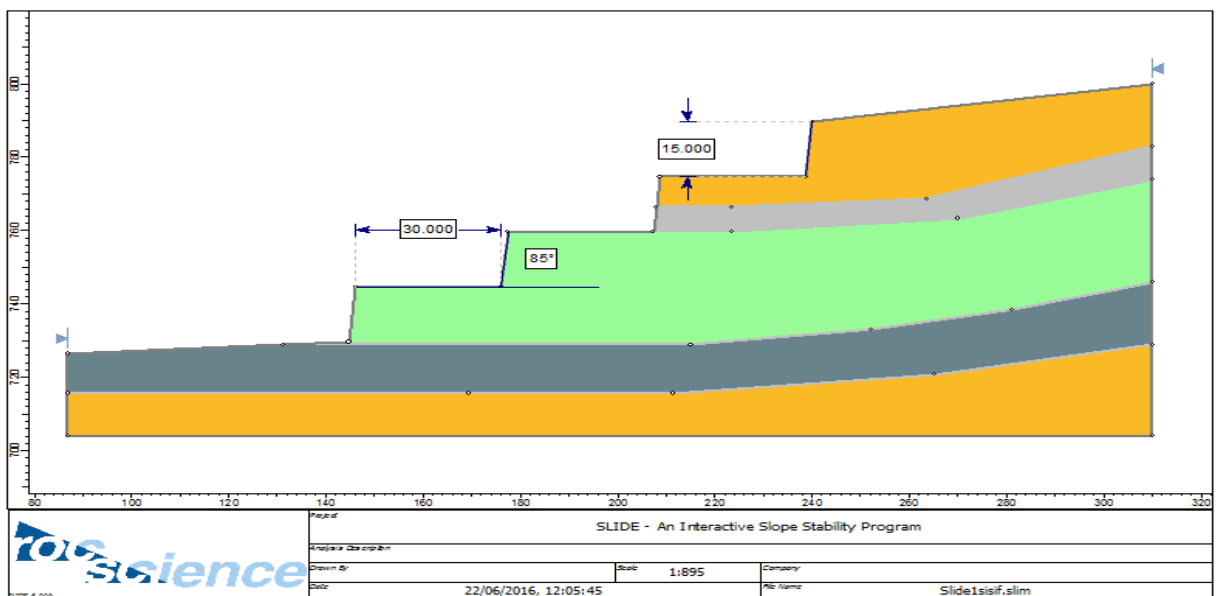


Figure V.3. Implémentation des paramètres physiques et mécaniques du massif rocheux.

### V.2.3.Phase de choix de surface de glissement

On a opté pour cette modélisation une surface de glissement non circulaire avec la technique (méthode) de recherche auto-affine.

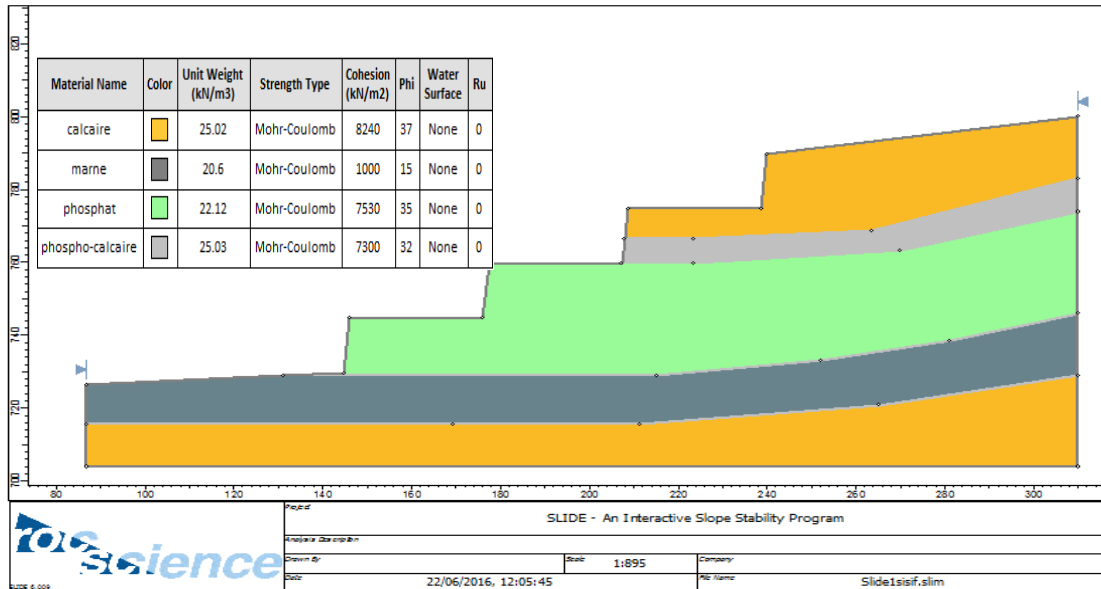


Figure V.4. Choix de la surface de glissement.

### V.2.4.Phase de calcul

On a choisi quater méthodes de calcul :fellenius, Bishop simplifiée, Junbu simplifiée et Spencer.

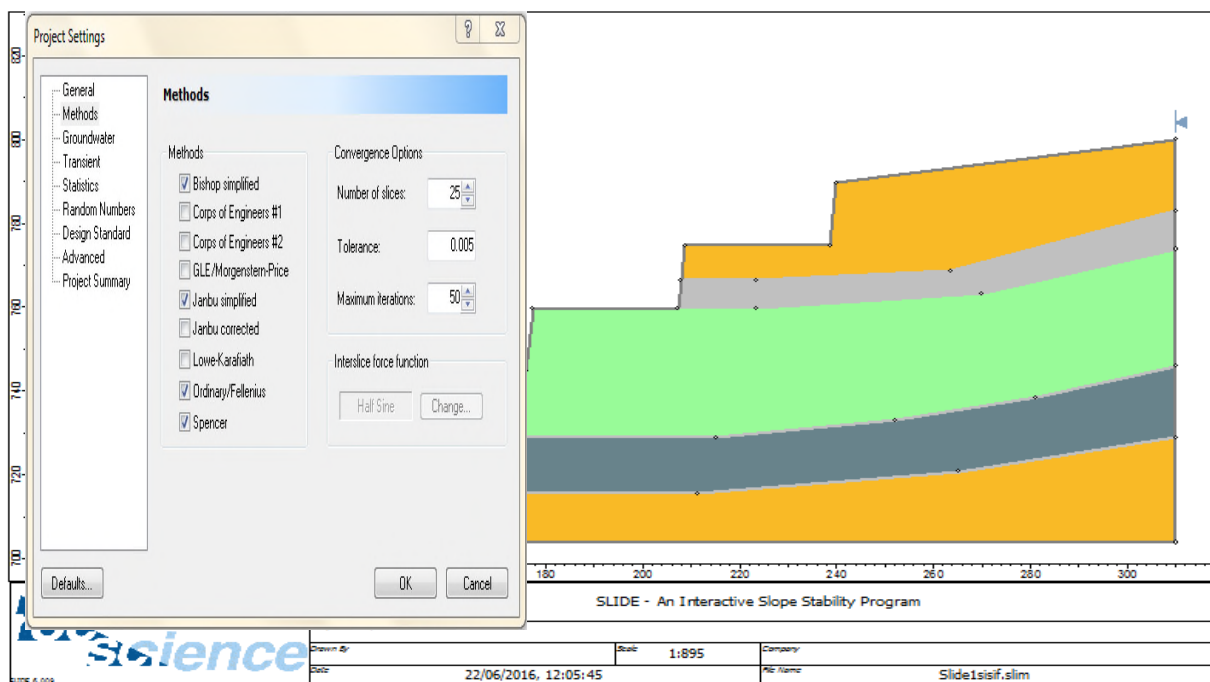


Figure V.5. Le choix des méthodes de calcul.

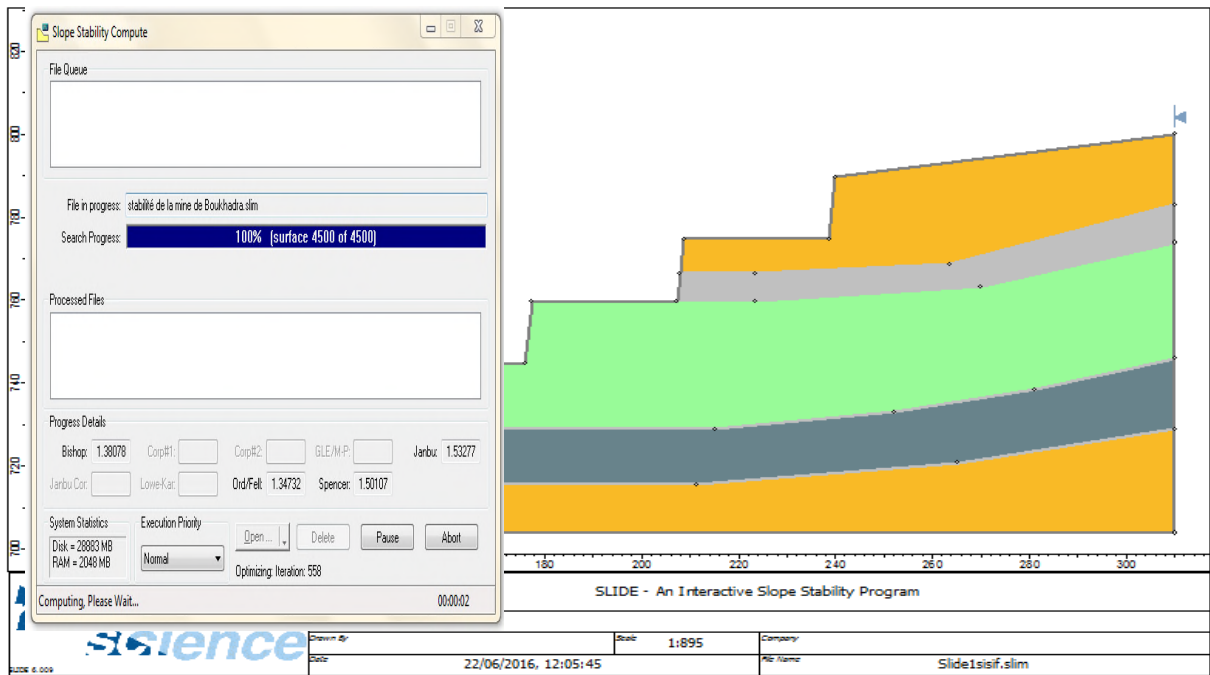


Figure V.6.Phase de calcul.

V.2.5.Phase d'interprétation des résultats

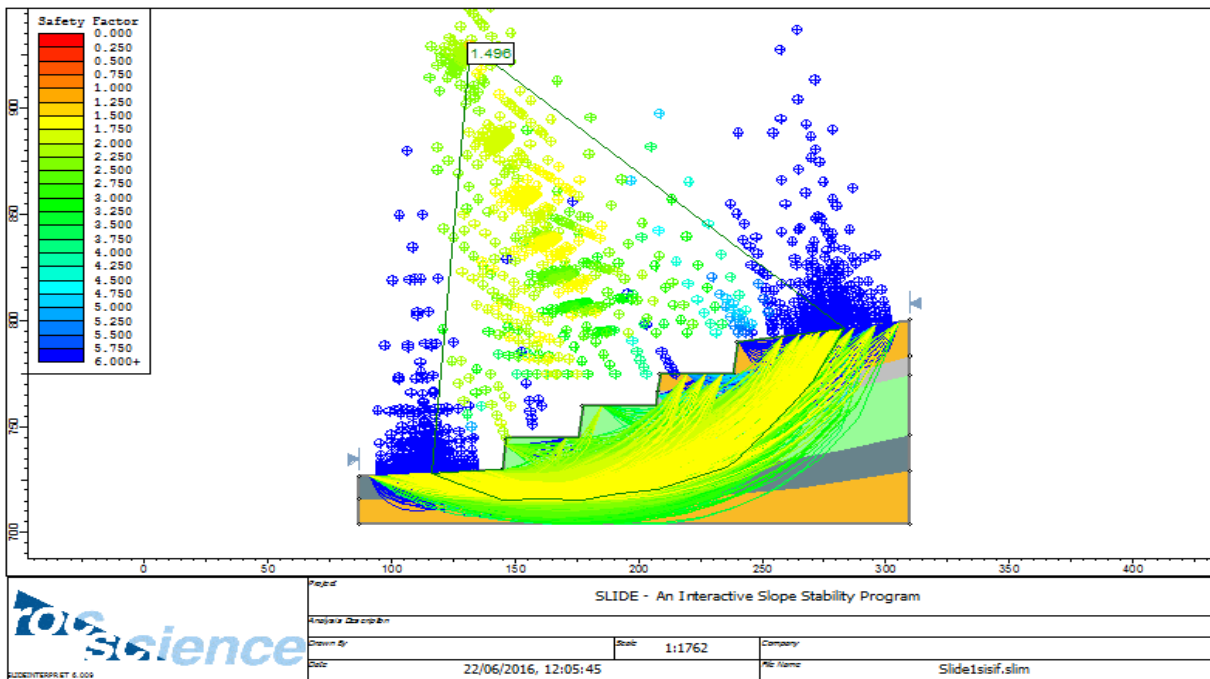


Figure V.7.Le coefficient de sécurité selon la méthode de spencer.

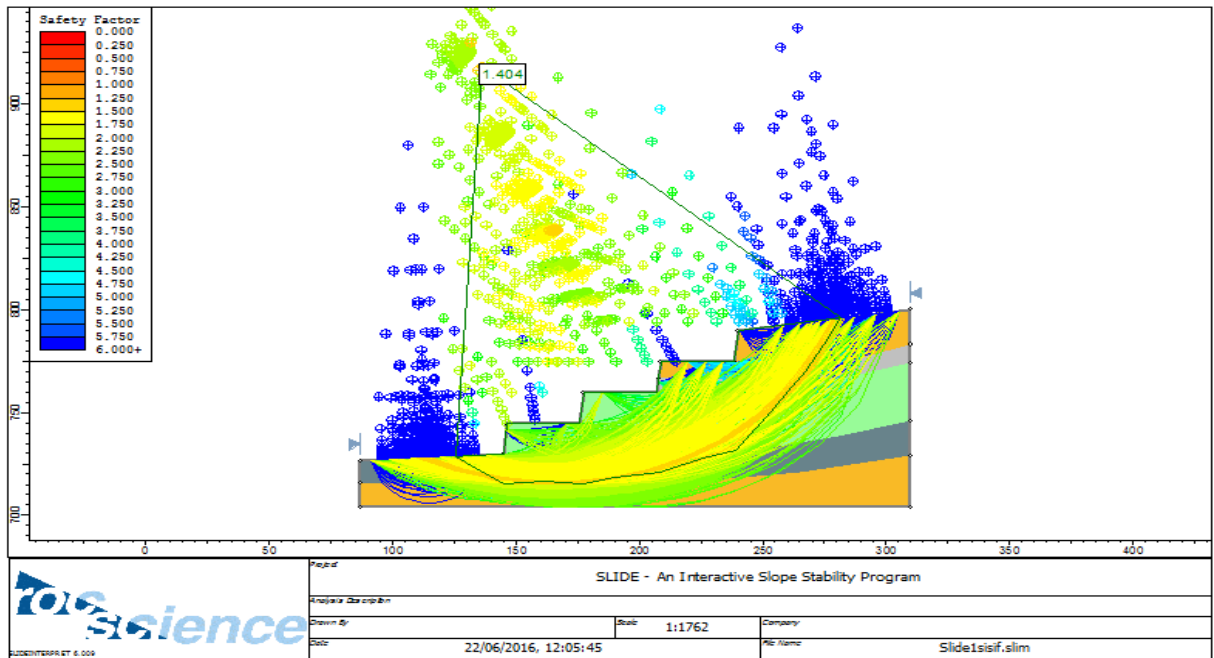


Figure V.8. Le coefficient de sécurité selon la méthode de Janbu simplifiée.

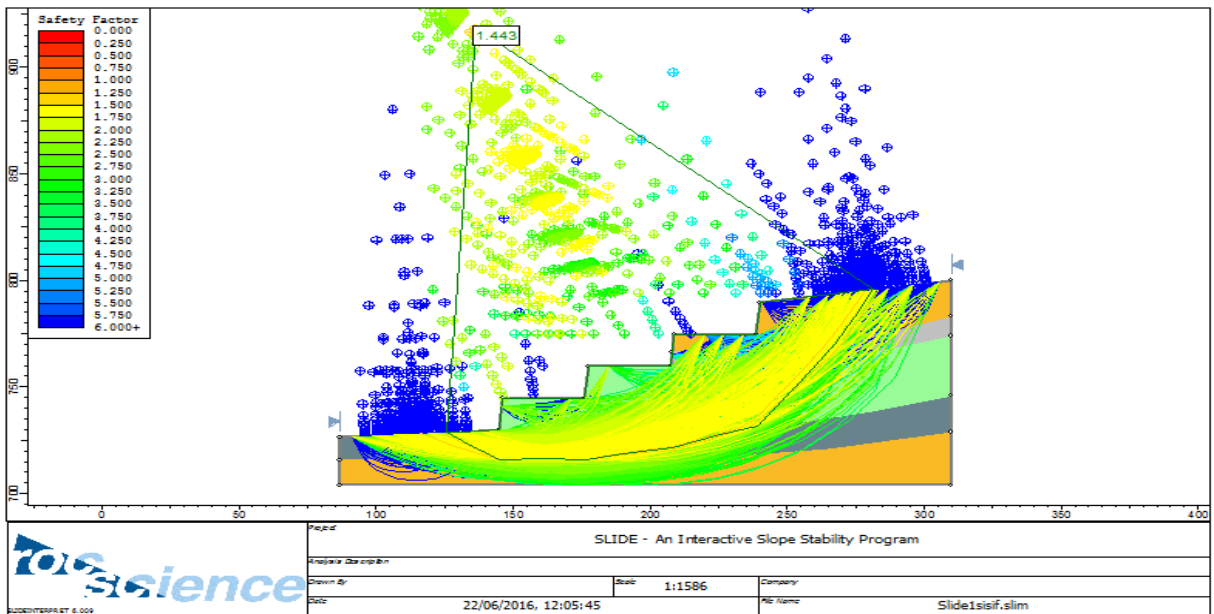
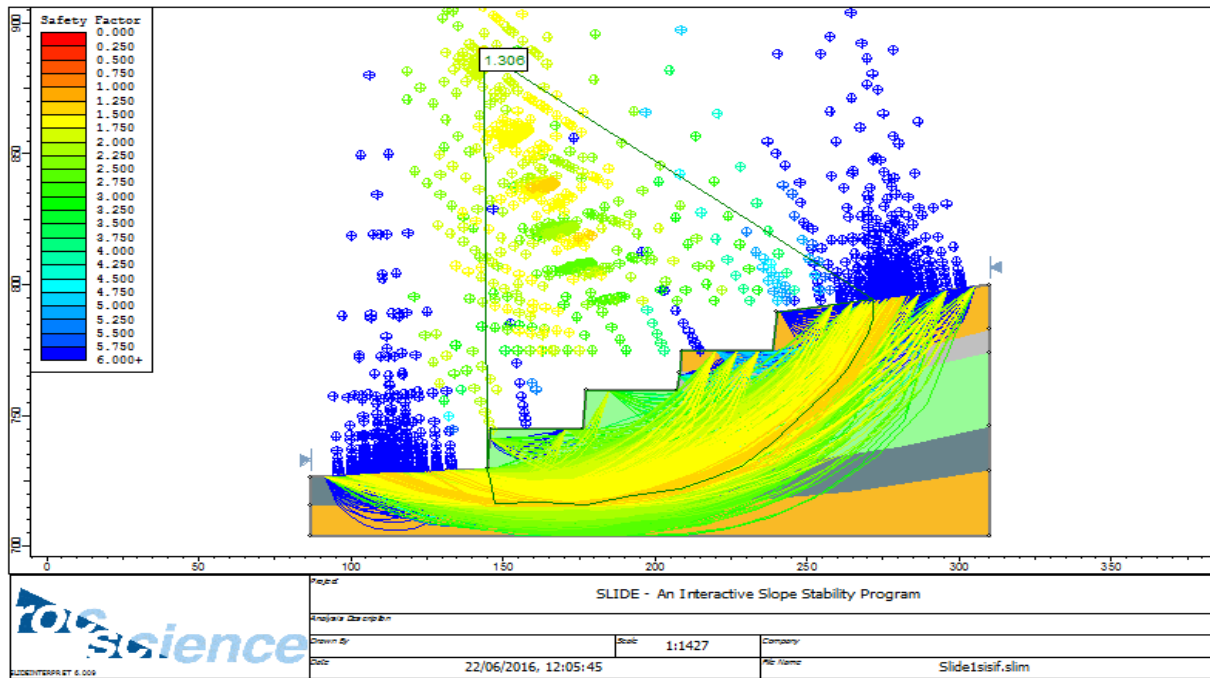


Figure V.9. Le coefficient de sécurité selon la méthode Bishop simplifiée.



**Figure V.10.** Le coefficient de sécurité selon la méthode de fellenius.

Les valeurs du  $F_s$  calculées selon les quatre méthodes citées auparavant sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1.** Les résultats de  $F_s$ .

Méthode	Spencer	Janbu simplifiée	Bishop simplifiée	fellenius
Valeurs de $F_s$	1,496	1,404	1,443	1,306

**Synthèse :** Les valeurs de  $F_s$  obtenus suite à l'application de l'outil numérique slide 6.0 montrent que le massif qui constitue les gradins de la cote nord ouest de la mine de Kef Essnoun.

**V.3.Conclusion**

L'étude de stabilités établie par la méthode d'équilibre limite (Slide 6.0) montre que le talus de la mine de flanc nord-ouest de la mine de Kef Essnoun est stable ce qui vérifie les résultats obtenu suit à l'application des méthodes de la classification semi-empirique concernant la situation du massif.

La diminution des valeurs de la hauteur de gradin et de l'angle d'inclinaison de leur talus augmente les valeurs de  $F_s$  et donc améliore la stabilité.



## Conclusion générale

Chaque talus, de n'importe quelle raideur, 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 éventuels dégâts.

Souvent il est très facile de déterminer la stabilité d'une pente sur la base de son apparence et de la connaissance de la roche en place; souvent certains indices indiquent le mouvement d'un talus, même un lent mouvement, et souvent un glissement de terrain a déjà causé des dévastations avant que les experts s'occupent de la sécurité.

Avant d'arriver de parler de la stabilité des talus de flanc nord-ouest de la mine de Kef Essenoun, on doit d'abord procéder à la connaissance de diverses informations, telles que la structure des massifs rocheux, la classification du massifs rocheux, les différents types de mouvements de terrains, les conditions géologiques, hydrogéologiques et minières de la mine et ainsi 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.

Les conclusions qu'on peut tirer de ce modeste travail sont les suivantes :

- Les massifs rocheux sont des structures discontinues, et leur étude et leur classification s'appuie sur la caractérisation de la roche saine et des discontinuités.
- Les mouvements de terrains résultent du passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant naturel ou artificiel causé que ce soit par la nature des terrains, les actions de l'eau ou bien de l'action humaine.
- Le calcul de la stabilité consiste à trouver la valeur du coefficient de sécurité appropriée au site étudié. Il existe plusieurs méthodes pour le calcul du facteur de sécurité dont chaque une à ses hypothèses adaptées.
- Le gisement de phosphate de Kef Essnoun est composé de quatre couches principales en alternance (phosphate, calcaire, phospho-calcaire et marne).

## Conclusion générale

---

- La valeur du coefficient de sécurité adaptée pour flanc nord-ouest est supérieur à 1,5 (Fs Bishop = 1,443, Fs Fell = 1,306, Fs Spencer = 1,496 , Janbu = Fs 1,404) les talus sont stables, étant donné les propriétés mécaniques du calcaire (résistance à la compression élevée, cohésion élevée).

## Bibliographie

---

### Bibliographie

- [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 Paris Tech.
- [3]. TAHIRI, Abdelouahed, [1992], « Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts », Thèse doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [4]. POROKHOVOŇ, 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]. DELAGE, P; CUI, Y.J ; « Comportement mécanique des sols non saturés » C302; Technique de l'ingénieur, traité construction ; 19 pages ; 1999.
- [7]. DEGOUTTE, G ; ROYET, P ; « Aide-mémoire de mécanique des sols » ; Réédition ; 99 pages ; 2005.
- [8]. SOUKATCHOFF, V.M ; « Cours de géotechnique » de l'école nationale supérieure des mines de Nancy ; 100 pages ; 2007.
- [9]. PHILIPPONAT, G ; « Fondations et ouvrages en terre » ; Editio Eyrolles, Paris ; 402 pages ; 1979.
- [10]. SAROUT, J ; « Propriétés physiques et anisotropie des roches argileuses : Modélisation Micromécanique et Expériences Triaxiales ». Thèse de doctorat de l'université Paris XI ORSAY ; 241 pages ; 2006.
- [11]. DJEBROU, B; « traitement du sol par colonne ballastes dans la région de Blida », mémoire de fin d'étude de l'Université SAAD DEHLAB BLIDA ; 102 pages ; 2007.
- [12]. LAVASSEUR, M ; « Contribution des systèmes d'information géographique à l'analyse quantitative de l'aléa "glissement de terrain" Exemple d'application au secteur de Ville de La Baie, Québec », Mémoire de maîtrise de l'université du Québec INRS.E.T ; 213 pages ; 2003.
- [13]. TERZAGHI, K; PECK, B.R; MESRI, G; « Soil Mechanics in Engineering Practice »; 3th JOHN WILEY & SONS, INC; 665 pages; 1996.

## Bibliographie

---

- [14]. DEVOS, M ; « La stabilité des Talus », FABI, Cycle Eurocodes 2010-2011.
- [15].MAIOLINO, S ; «Fonction de charge générale en géomécanique : application aux travaux souterrains », thèse de doctorat de l'école des mines de paris ; 245 pages ; 2006.
- [16]. GIANI, G.P; « Rock Slope Stability Analysis »; Turin, 178 pages; July 1991.
- [17]. KARRAY, M ; «Cours de mécanique des sols ».
- [18]. KHEMISSA, M ; RAHMOUNI, Z ; « Analyse de la stabilité et stabilisation par pieux du versant instable de Sidi-Ahmed (Bejaia, Algérie) », Actes du 13ème Congrès Régional Africain de la géotechnique, Marrakech, Maroc, Ed.Sahli et al ; 2003.
- [19]. Bieniawski Z.T.,[1989], “Engineering rock mass classifications a complete manual forengineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering“, New-York, WileyInterscience, p. 52-56, 58, 59, 73-81.
- [20].Chalhoub M., [2006], “Apports des méthodes d'homogénéisation numériques a la classification des massifs rocheux fracturées“. Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, spécialité géologie de l'ingénieur, p. 39-45.
- [21]. Deere, D. U., [1988], “The Rock Quality Designation (RQD) index in practice», in Rock classification systems for engineering purposes, edition Kirkaldie L., Philadelphia p 91-101.
- [22].Hoek E. et Bray J.W., [1977], “Rock slope engineering“, edition Institution of Minery and Metallurgy, p. 5.
- [23].Barton N et al., [1974], “Engineering classification of Rock Masses for the Design“, support. RockMechanics, Vol 6, p.189-206.
- [24].Baton N. R. et Choubey V., [1977], “The shear strength of rock joints in theory and practice“, edition Rock Mech, p. 50-54
- [25].Calembert L et al., [1978], “Géologie de l'Ingénieur et Mécanique des Roches“, Annales des Travaux Publics de Belgique, p.28
- [26].Chakar A. (1989).Influence des paramètres naturels et technologiques sur la stabilité des talus. Mémoire de PFE.ENP. Alger. 112 p.
- [27].Benyounes K. (1991). Etude géotechnique et analyse de la stabilité des talus dans la carrière de calcaire de Meftah. Mémoires de Magistère. ENP. Alger. 130 p.
- [28].Hamidi M. (1994).Etude géotechnique de la stabilité des talus dans le quartier de Zerga de la mine d'Ouenza. Mémoires de Magistère. ENP. Alger. 162 p.
- [29].Samba S. (1991).Etude de la stabilité des talus de la carrière de Bouzareah. Mémoire de PFE. ENP. Alger. 114 p.







## Bibliographie

---





- [30].Françoise Homand et Pierre Duffaut, [2000], «Manuel de mécanique des roches», Les presses de l'école des Mines Paris.
- [31].Jean-Pierre Masekanya, [2008], « Stabilité des pentes et saturation partielle, étude expérimentale et modélisation numérique », Thèse doctorat, Université de Liège.
- [32].Mohamed Khemissa, [2006], « Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes », Laboratoire de Développement des Géomatériaux, Université de M'sila.
- [33].Hammah R. et al., [2004], “Stability analysis of rock slopes using the finite element method“, Edition Schubert, p. 20-27.
- [34].Prian, G. P. et Cortiel Ph., [1993] - Etude de développement du gisement de phosphate de Djebel Onk (Algérie). Rapport d'expertise géologique, B.R.G.M. France, p. 11-29, 133-149, 169-173, inédit.
- [35].Ranchin G., [1963], “Etude géologique et minière du gisement de Djebel el Onk“. Rapport S.E.R.M.I., Paris.

Annexe 1: caractérisation du massif suivant le GSI.







Annexe A : Faciès Calcaire.

<b>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE</b>  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.		<b>CONDITIONS DE SURFACE</b>  <b>TRES BONNES</b> Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses  <b>BONNES</b> Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées  <b>MOYENNES</b> Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées  <b>PAUVRES</b> Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux  <b>TRES PAUVRES</b> Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique	
STRUCTURE		<b>QUALITÉ DÉCROISSANTE</b> 	
 <p><b>FRACTURÉE</b> – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p>	<b>AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DECROISSANT</b> 	80	70
 <p><b>TRÈS FRACTURÉE</b> – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p>		60	50
 <p><b>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE</b> – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles</p>		40	30
 <p><b>DESINTEGRÉE</b> – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>		20	10

Annexe B : Faciès Phosphate.

CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE		CONDITIONS DE SURFACE	
STRUCTURE		QUALITÉ DÉCROISSANTE	
 <p><b>FRACTURÉE</b> – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p>	<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DÉCROISSANT</p>	<p><b>TRES BONNES</b> Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses</p>	80
 <p><b>TRÈS FRACTURÉE</b> – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p>		<p><b>BONNES</b> Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées</p>	70
 <p><b>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE</b> – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec plures et/ou failles</p>		<p><b>MOYENNES</b> Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées</p>	60
 <p><b>DÉSINTÉGRÉE</b> – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>		<p><b>PAUVRES</b> Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux</p>	50
		<p><b>TRES PAUVRES</b> Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique</p>	40
			30
			20
			10

Annexe C : Faciès marne.

<p><b>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE</b></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><b>CONDITIONS DE SURFACE</b></p> <p><b>TRES BONNES</b> Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses</p> <p><b>BONNES</b> Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées</p> <p><b>MOYENNES</b> Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées</p> <p><b>PAUVRES</b> Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux</p> <p><b>TRES PAUVRES</b> Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique</p>				
<p><b>STRUCTURE</b></p>		<p><b>QUALITÉ DÉCROISSANTE</b> </p>				
<p><b>AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DÉCROISSANT</b> </p>		80	70	60	50	40
	<p><b>FRACTURÉE</b> – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p>					
	<p><b>TRÈS FRACTURÉE</b> – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p>					
	<p><b>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE</b> – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles</p>					
	<p><b>DESINTEGRÉE</b> – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>				30	20
					20	10





## **Résumé**

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité des talus de la carrière Kef Essnoun –Tébessa, il a été utilisé un logiciel de calcul de stabilité bien adapté aux problèmes de glissement (Slide), pour comprendre le mécanisme de rupture. A l'aide de ce dernier, il a été construit un modèle du gisement en se servant des caractéristiques physico-mécaniques des massifs rocheux et les classifications, constitutifs ainsi que de la coupe géologique du gisement. Les méthodes de calcul utilisées sont : méthode de Bishop simplifiée et Janbu simplifiée par un logiciel de calcul de stabilité bien adapté (Slide).

Les résultats obtenus du coefficient de sécurité indique que le massif constituant les gradins de la mine est stable, étant donné les valeurs élevées du coefficient de sécurité trouvées, résultats confirmés par l'étude de la variation de Fs en fonction des paramètres miniers et mécaniques de la carrière (hauteur des gradins, angle des talus, cohésion et angle de frottement interne).

**Mots Clefs :** Stabilité des talus –Slide– Méthode de Bishop simplifiée – Méthode de Janbu simplifié – Coefficient de sécurité –Calcaire– Mine Kef Essnoun –Tébessa.

## **Abstract**

The objective of this work is to study the slope stability of the quarry of Kef Essnoun –Tébessa, it was used a software strongly helpful of slope failure problems. With it, we built a limestone deposit model of Kef Essnoun using the physical and mechanical characteristics of constitutive lands and geology cup of the quarry. The calculation methods used are: simplified Bishop and simplified Janbu methods, it was used software strongly helpful of slope failure problems(Slide).

The results of the safety factor indicates that the massif constituting the mine is stable, as indicated by the high values of the factor of safety, and the variation of this factor with the mining and mechanicals parameters of the mine (slope height, slope angle, cohesion and friction angle).

**Key words:** Slope stability – Slide – Bishop simplified method – Junbu simplified method – Safety factor – Limestone – Mine Kef Essnoun –Tébessa

