



Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département des Mines et géologie

Memorie de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du Diplôme de Master

Option : Exploitation minière

Thème

**Etude de stabilité des talus de la carrière d'Ain El Kebira
(Wilaya de Sétif) vis -à-vis un glissement circulaire**

Réalisé par :

- SANAT Aghilas.
- ZIDANI Nabil.

Soutenu le 25/06/2015 devant le jury composé de :

Président : Mr DJEMAA. A (MAA).

Encadreur : Mme KICHER. K (MAB).

Examineur : Mme KAMLI. O (MAA).

Année Universitaire: 2014-2015

Remerciements

Nous remercions tout d'abord ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force, la santé, et la patience pour arriver là où nous sommes.

Le grand merci à notre promotrice: M^{me} KICHER pour ses conseils et son aide et qui a mis à notre disposition tous les nécessaires pour réaliser ce travail.

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

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

Nous exprimons aussi nos remerciements à monsieur Maza et à tout le personnel du laboratoire SNC LTNC & CIE.

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

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère et à mon père.

A mes frères et à mes sœurs.

A toute la famille SANAT.

A tous mes amis et toute ma promotion.

A mes collègues et leurs familles.

A tout mes professeurs.

A tous ceux qui de loin ou de près n'ont

pas cessé de m'apporter leur soutien

pendant mes années d'études.

AGHILAS

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère et à mon père.

A mes frères et à mes sœurs.

A toute la famille ZIDANI.

A tous mes amis et toute ma promotion.

A mes collègues et leurs familles.

A tout mes professeurs.

A tous ceux qui de loin ou de près n'ont

pas cessé de m'apporter leur soutien

pendant mes années d'études.

NABIL

Table des matières

Introduction générale2

CHAPITRE I : Généralités sur les massifs rocheux

Introduction..... 5

I.1. Définition de la roche et du sol 5

I.2. Structure des massifs rocheux 5

 I.2.1. Matrice rocheuse..... 5

 I.2.2. Discontinuités du massif rocheux..... 6

 I.2.2.1 Typologie..... 6

 I.2.2.2 Paramètres géométriques 6

 A. Orientation 7

 B. Extension..... 8

 C. Espacement et densité 8

 D. Ouverture 8

 I.2.2.3 Propriétés mécaniques d'une discontinuité 8

I.3. Type géotechnique de la roche 9

I.4. Les propriétés physiques des roches..... 10

 I.4.1. La porosité 10

 I.4.2. Masses volumiques..... 10

 I.4.3. La teneur en eau..... 11

 I.4.4. Degré de saturation..... 11

 I.4.5. Perméabilité 11

 I.4.6. Altérabilité 11

 I.4.7. Abrasivité..... 12

I.5. Caractéristiques mécaniques des roches 12

 I.5.1. Résistance à la compression 12

 I.5.2. Résistance à la traction 13

 I.5.3. Résistance au cisaillement 14

 I.5.4. L'angle de frottement interne 14

 I.5.5. Cohésion 14

Table des matières

I.5.6. Fissuration des roches	14
I.5.7. Les déformations	15
I.5.8. L'élasticité	15
I.5.9. La plasticité.....	15
Conclusion	16

CHAPITRE II : classification des mouvements de terrain

Introduction.....	18
II.1. Classification des mouvements de terrain.....	18
II.1.1. Pentes naturelles	18
II.1.2. Talus artificiels	19
II.2. Description des principaux types de mouvements	19
II.2.1. Les mouvements lents et continus.....	19
II.2.1.1. Glissements	19
A. Glissements plans	20
B. Glissements rotationnels	20
II.2.1.2. Les affaissements	22
II.2.1.3. Les tassements	22
II.2.1.4. Fluage et solifluxion	22
A. Fluage	22
B. Solifluxion	23
II.2.1.5. Phénomènes de retrait gonflement des argiles	23
II.2.2. Les mouvements rapides	23
II.2.2.1. Les écroulements et chute de blocs	23
II.2.2.2. Les éboulements	24
II.2.2.3. Coulées de boue	25
II.2.2.4. Les effondrements	25
II.3. Principales causes de glissements de terrains	26
II.4. vitesse de déplacement	27
Conclusion	28

CHAPITRE III : Conditions géologiques et minières du gisement

Introduction.....	30
III.1. Condition géologique du gisement	30
III.1.1. Situation géographique du gisement d’Ain El Kebira	30
III.1.2. Climat de la région.....	31
III.1.3. Historique de la recherche minière du gisement.....	31
III.1.4. Stratigraphie de la région du Djebel Medjounès.....	31
III.1.4.1. Le Trias	31
III.1.4.2. Le Crétacé	32
III.1.4.3. Le Tertiaire.....	32
III.1.4.4. Le Quaternaire	32
III.1.5. Stratigraphie et lithologie du gisement calcaire.....	35
III.1.6. Tectonique du gisement	36
III.1.7. Caractéristiques hydrogéologiques du gisement.....	36
III .2. Conditions minières	38
III.2.1. Réserves	38
III.2.2. Capacité et régime de fonctionnement de la carrière.....	38
III.2.3. Systèmes d’exploitation	39
III.2.4. Travaux d’abattage.....	39
III.2.4.1. Foration	39
III.2.4.2. Les principaux paramètres du tir pour une volée.....	39
III.2.5. Chargement	40
III.2.6. Transport	40
Conclusion	41

CHAPITRE IV : Méthodes de calcul de la stabilité des talus

Introduction.....	43
IV.1. Stabilité des talus des mines à ciel ouvert	43
IV.1.1. Facteurs influençant la stabilité des talus	43
IV.1.2. Les déformations dans les mines à ciel ouvert	43
IV.2. Calculs de stabilité.....	44
IV.2.1. Objectifs et principes de base d’un calcul de stabilité.....	45
IV.2.1.1. Sur un versant apparent stable	45

Table des matières

IV.2.1.2. Sur versant ou un glissement est apparu.....	45
IV.2.2. Notion de facteur de sécurité	45
IV.2.3. Le choix du type de méthode de calcul	46
IV.2.4. Méthodes à l'équilibre limite	46
IV.2.4.1. Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite	47
IV.2.4.3. Méthode de Fellenius [1927].....	50
IV.2.4.4. Méthode simplifiée de BISHOP [1955]	51
IV.2.4.5. Méthode simplifiée de JANBU [1956].....	52
IV.2.5. Méthode des éléments finis	53
IV.3. Techniques de confortement des pentes instables	53
Conclusion	53

CHAPITRE V : Calcul de la stabilité des talus de la carrière d'Ain Kebira

Introduction.....	56
V.1. Disposition stratigraphiques des couches du gisement de calcaire d'Ain El Kebira.....	56
V.2. Propriétés mécanique de calcaire du gisement	56
V.2.1. Résistance à la compression.....	57
V.2.2. Résistance à la traction.....	57
V.2.3. Cohésion de l'échantillon (C_{ech})	58
V.2.4. Angle de frottement interne de l'échantillon (φ_{ech})	58
V.2.5. Calcul de la fissuration des roches.....	59
V.2.6. Détermination des caractéristiques mécaniques du massif rocheux	59
V.2.6.1. La cohésion du massif rocheux (C_m)	59
V.2.6.2. L'angle de frottement interne du massif rocheux (φ_m)	60
V.3. Propriétés mécaniques de la marne du gisement	60
V.4. Analyse de la stabilité	61
V.4.1. Calcul du coefficient de sécurité.....	61
V.4.2. Influence de la cohésion et de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité	62
V.4.3. Influence des charges verticales sur le coefficient de sécurité.....	64

Table des matières

V.4.4. Influence de la hauteur du gradin (H_g) sur le coefficient de sécurité (F_s)	64
V.4.5. Influence de l'angle des talus sur le coefficient de sécurité (F_s)	65
V.4.6. Interprétation des résultats	66
Conclusion	67
Conclusion générale.....	69
Références Bibliographiques	72
Annexes	75

Liste des figures :

Figure I.1. Orientation d'un plan de discontinuité.	7
Figure I.2. Essai de compression	12
Figure I.3. Principe de l'essai brésilien.....	13
Figure II.1. Principaux éléments de descriptif d'un glissement de terrain.	19
Figure II.2. Glissement plan	20
Figure II.3. Glissement rotationnel simple	21
Figure II.4. Glissement rotationnel complexe	21
Figure II.5. Exemple de fluage	22
Figure II.6. Phénomène de retrait et gonflement des argiles.	23
Figure II.7. Exemple d'éroulement rocheux	24
Figure II.8. Eboulement d'un massif rocheux.	24
Figure II.9. Les coulées de boue.....	25
Figure II.10. Effondrement des cavités souterraines.	26
Figure III.1. Situation géographique du gisement calcaire d'Ain El Kebira.....	30
Figure III.2. Carte géologique du Djebel Medjounès, et localisation du gisement de calcaire	33
Figure III.3. Colonne stratigraphique synthétique du Djebel Medjounès	34
Figure III. 4. Coupe géologique du gisement calcaire de Djebel Medjounès	37
Figure IV.1. Classification des déformations dans les mines à ciel ouvert	44
Figure IV.2. Exemple d'une rupture circulaire	47

Liste des figures

Figure IV.3. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius	50
Figure IV.4. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée ..	51
Figure V.1. Disposition des couches du gisement d'Ain El Kebira	56
Figure V.2. Géométrie du modèle étudié.....	61
Figure V.3. Variation de F_s en fonction de Cohésion pour $\varphi=38.87^\circ$	63
Figure V.4 : Variation de F_s en fonction de l'angle de frottement pour $C=335 \text{ KN/m}^2$...	63
Figure V.5: Variation du coefficient F_s en fonction des charges appliqué.....	64
Figure V.6: Variation du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de gradin	65
Figure V.7: Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle des talus	66

Liste des tableaux :

Tableau I.1. Exemple des intervalles du coefficient de perméabilité	11
Tableau I.2. Classification des discontinuités selon ID	15
Tableau II.1. Les différentes classes de vitesse de déplacement	28
Tableau III.1. Réserves calcaires du gisement du Djebel Medjounès	38
Tableau III.2. Capacité de production de calcaire	38
Tableau III.3. Caractéristiques des foreuses utilisées dans la carrière	39
Tableau III.4. Caractéristiques des chargeuses utilisées dans la carrière	40
Tableau III.5. Caractéristiques du matériel de transport utilisé dans la carrière	40
Tableau IV.1. Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité.....	46
Tableau V.1. Caractéristiques des éprouvettes	57
Tableau V.2. Résistance à la compression du calcaire.....	57
Tableau V.3. Résistance à la traction du calcaire.....	58
Tableau V.4. Valeurs obtenues de (C_{ech})	58
Tableau V.5. Valeurs obtenues de (φ_{ech})	58
Tableau V.6. La fissuration des gradins	59
Tableau V.7. Valeurs de la cohésion des massifs rocheux.....	60
Tableau V.8. Angle de frottement interne des massifs rocheux (calcaire)	60
Tableau V.9. La cohésion et l'angle de frottement de du massif marneux	61
Tableau V.10. Valeurs des coefficients de sécurité pour les deux méthodes.....	62
Tableau V.11. Effet de la cohésion et l'angle de frottement sur F_s	62
Tableau V.12. Effet de charge sur F_s	64
Tableau V.13. Influence de la hauteur des gradins sur F_s	65

Tableau V.14. Influence du talutage des gradins sur F_s 65

Table des notations

Table des notations :

Chapitre I :

<i>Notation</i>	<i>Unité</i>	<i>Signification</i>
N	-	<i>Porosité</i>
V_v	cm^3	<i>Volume des vides de la roche</i>
V_t	cm^3	<i>Volume total</i>
V_s	cm^3	<i>Volume du squelette</i>
V_w	cm^3	<i>Volume de l'eau</i>
ρ_s	g/cm^3	<i>Masse volumique du solide</i>
ρ_h	g/cm^3	<i>La masse volumique naturelle à réception du matériau</i>
ρ_d	g/cm^3	<i>La masse volumique sèche</i>
ρ_{sat}	g/cm^3	<i>La masse volumique saturée</i>
M_s	g	<i>La masse de solide sec</i>
M_h	g	<i>La masse naturelle</i>
M_{sat}	g	<i>La masse de l'échantillon saturé</i>
W	-	<i>La teneur en eau</i>
M_w	g	<i>La masse d'eau</i>
S_r	-	<i>Degré de saturation</i>
R_c	Kgf/cm^2	<i>Résistance à la compression</i>
F_{max}	kgf	<i>La force de compression maximale</i>
S	cm^2	<i>La surface sur laquelle l'effort est appliqué</i>
F	-	<i>La dureté</i>
R_t	Kgf/cm^2	<i>Résistance à la traction</i>
R_{cis}	Kgf/cm^2	<i>Résistance au cisaillement</i>
Φ	<i>Degré</i>	<i>Angle de frottement interne</i>
C	Pa	<i>Cohésion</i>
I_D	m	<i>La fissurité</i>

Table des notations

L	m	Longueur de la partie étudiée du massif
M	-	nombre de fissures sur la partie mesurée.

Chapitre IV :

<i>Notation</i>	<i>Unité</i>	<i>Signification</i>
F_s	-	Coefficient de sécurité
F_m	-	Coefficient de sécurité trouvé par équilibre moment
F_f	-	Coefficient de sécurité trouvé par équilibre des forces
τ_{max}	Pa	Contrainte de cisaillement maximum
T	Pa	Contrainte de cisaillement
E_{resist}	N	Effort résistant
E_{moteur}	N	Effort moteur
M_{resist}	$N.m$	Moment résistant
M_{moteur}	$N.m$	Moment moteur
H	M	Charge hydraulique
H_{max}	M	Hauteur maximal de la pente
W		Poids total de la tranche
N, T	N	Composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche
X, E	N	Composantes verticales et horizontale des forces inter tranches
B	M	Epaisseur de la tranche
A	Degré	Angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale
R	M	Rayon du cercle de rupture de centre o
L	M	Longueur du plan de glissement de la tranche
c'	Pa	Cohésion effective
φ'	Degré	Angle de frottement interne effective

Table des notations

Σ	<i>Pa</i>	<i>Contrainte totale</i>
σ'	<i>Pa</i>	<i>Contrainte effective</i>
U	<i>Pa</i>	<i>Contrainte interstitielle</i>
F'_f	-	<i>Coefficient de sécurité corrigé trouvé par équilibre des forces</i>

Chapitre V :

<i>Notation</i>	<i>Unité</i>	<i>Signification</i>
C_{mc}	<i>KN/m²</i>	<i>Cohésion du massif calcaire</i>
B	-	<i>Coefficient de la diminution de la cohésion du massif dû au contact de l'eau</i>
C	-	<i>Coefficient de la diminution de la cohésion à cause du temps</i>
Φ_{mc}	<i>Degré</i>	<i>Angle de frottement interne du massif calcaire</i>
M	-	<i>Coefficient de diminution de l'angle de frottement interne</i>
C_{ma}	<i>KN/m²</i>	<i>Cohésion du massif marneux</i>
Φ_{ma}	<i>Degré</i>	<i>Angle de frottement interne du massif marneux</i>
H_g	<i>M</i>	<i>Hauteur de gradin</i>
A	<i>Degré</i>	<i>Angle des talus</i>

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Les talus des mines et des carrières à ciel ouvert résultant des activités d'extraction constituent des ouvrages géotechniques au sens où l'on parle d'ouvrages miniers. La conception optimale de ces ouvrages doit intégrer les concepts de sécurité, de récupération du minerai et de rentabilité, et doit reconnaître que les opérateurs miniers et les investisseurs s'attendent à ce que les pentes soient stables ou que les instabilités soient gérables pour la durée de vie de la mine.

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

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

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

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

- ✓ Le premier chapitre consiste à donner une description des massifs rocheux, leur structure ainsi que les différents paramètres physiques et mécaniques des roches.
- ✓ Dans le second chapitre, nous avons essayé de donner la classification des différents types de mouvements de terrain et leurs causes.

- ✓ Le troisième chapitre est une description du contexte géologiques et des conditions minières de la carrière d'Ain El Kebira.
- ✓ Le quatrième chapitre est consacré pour aborder l'instabilité des talus dans son volet théorique ainsi que les différentes méthodes de calcul de stabilité et leurs hypothèses.
- ✓ Le cinquième chapitre traite l'étude de stabilité des talus de la carrière d'Ain El Kebira en se servant des données disponibles nécessaires à la réalisation de cette étude.
- ✓ Et nous terminerons par une conclusion générale dans laquelle nous étalerons les résultats obtenus et nos conclusions.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS SUR LES MASSIFS ROCHEUX

Introduction :

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

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

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

- ✓ Roches : 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. Structure des massifs rocheux :

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

I.2.1. Matrice rocheuse :

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

I.2.2. Discontinuités du massif rocheux :

I.2.2.1. Typologie :

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

- ✓ Les diaclases : ce sont des fractures de la roche, issues d'une rupture par compression, traction ou cisaillement liées aux mouvements tectoniques. Les deux parties de la roche qui se sont constituées n'ont cependant pas bougé ;
- ✓ Les failles : ce sont des fractures identiques aux diaclases mais qui ont entraîné un mouvement relatif des deux parties de la roche encaissante. Un glissement a donc eu lieu le long de cette faille. Leur longueur varie d'une dizaine de centimètres 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 a perturbé et transformé l'organisation des minéraux internes. Ceux-ci se sont alignés selon une direction orthogonale à la compression et ont entraîné la formation de plans de rupture préférentiels. L'ardoise, qui est fendue selon cette schistosité, en est une bonne illustration.

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

I.2.2.2. Paramètres géométriques :

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

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

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

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

A. Orientation :

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

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

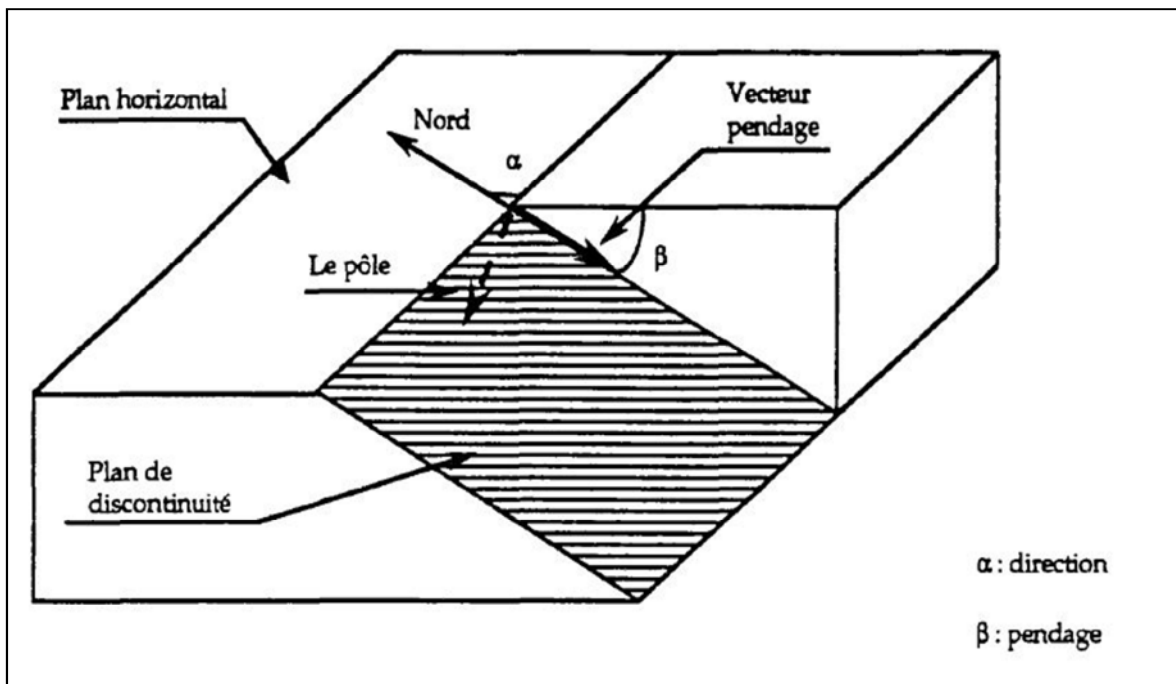


Figure I.1: Orientation d'un plan de discontinuité. [3]

On représente aussi une discontinuité par :

- ✓ **le vecteur pendage** : qui matérialise la ligne de plus grande pente du plan de discontinuité. Il est défini par l'azimut de sa trace sur le plan horizontal et son pendage.
- ✓ **le vecteur perpendiculaire au plan de discontinuité** : La projection stéréographique des discontinuités sur un canevas, permet de faire un classement des discontinuités en familles directionnelles. Une étude statistique permet d'identifier les familles et de dégager une loi de distribution des discontinuités au

sein de chaque famille. L'orientation et le pendage peuvent être traités comme une seule variable (vecteur) ou séparément.

B. Extension :

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

C. Espacement et densité :

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

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

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

D. Ouverture :

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

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

I.2.2.3. Propriétés mécaniques d'une discontinuité :

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

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

Une fois la répartition et la géométrie des discontinuités identifiées, il faut s'intéresser à leurs caractéristiques mécaniques. 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. [1]

I.3. Type géotechnique de la roche :

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

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

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

1. Les roches dures, avec 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 ;
2. 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 ;
3. 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, lœss, sables argileux, les limons, craies, certaines alluvions et moraines ;

4. Les roches non cohérentes, sans cohésion, l'angle de frottement et l'angle de talus naturel étant de 28-38°, non plastiques, non gonflantes : les zones caillouteuses au pied des talus des roches des deux premières classes, graviers et sables purs ;
5. Les vases, les tourbes, et les sols mouvants, avec une cohésion < 20 KPa, le frottement interne absent en état saturé.

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

I.4. Les propriétés physiques des roches :

I.4.1. La porosité :

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

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

Ou par rapport au volume du squelette V_s :

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

I.4.2. Masses volumiques :

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

ρ_s : La masse volumique absolue ou masse volumique du solide ;

ρ_h : La masse volumique naturelle à réception du matériau ;

ρ_d : La masse volumique sèche ;

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

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

Avec :

n : La porosité

V_s : Le volume des grains après broyage (cm^3) ;

V_t : Le volume de l'échantillon (cm^3) ;

M_h : La masse naturelle (g) ;

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

I.4.3. La teneur en eau :

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

$$w = \frac{M_w}{M_s} \quad (I.4)$$

I.4.4. Degré de saturation :

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

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

1.4.5. Perméabilité :

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

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

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

I.4.6. 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.

I.4.7. 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). [6]

I.5. Caractéristiques mécaniques des roches :

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

I.5.1. Résistance à la compression :

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

$$R_c = \frac{F_{max}}{s} \quad (I.6)$$

Où :

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

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

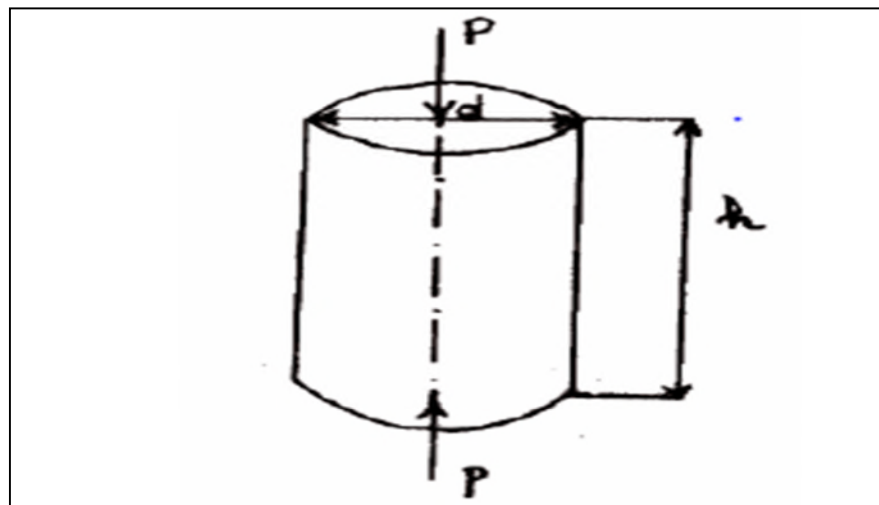


Figure I.2 : Essai de compression. [8]

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

$$f = \frac{R_c}{100} \quad (1.7)$$

$$R_c = 100 * f \quad (1.8)$$

I.5.2. Résistance à la traction :

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

L'éprouvette doit avoir un élancement (H/D) égal à 0.5 de manière à générer une traction uniforme et homogène. L'effort de compression est augmenté jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Pour une force de compression F , la contrainte de traction générée R_t est :

$$R_t = \frac{2F}{\pi HD} \quad (1.9)$$

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

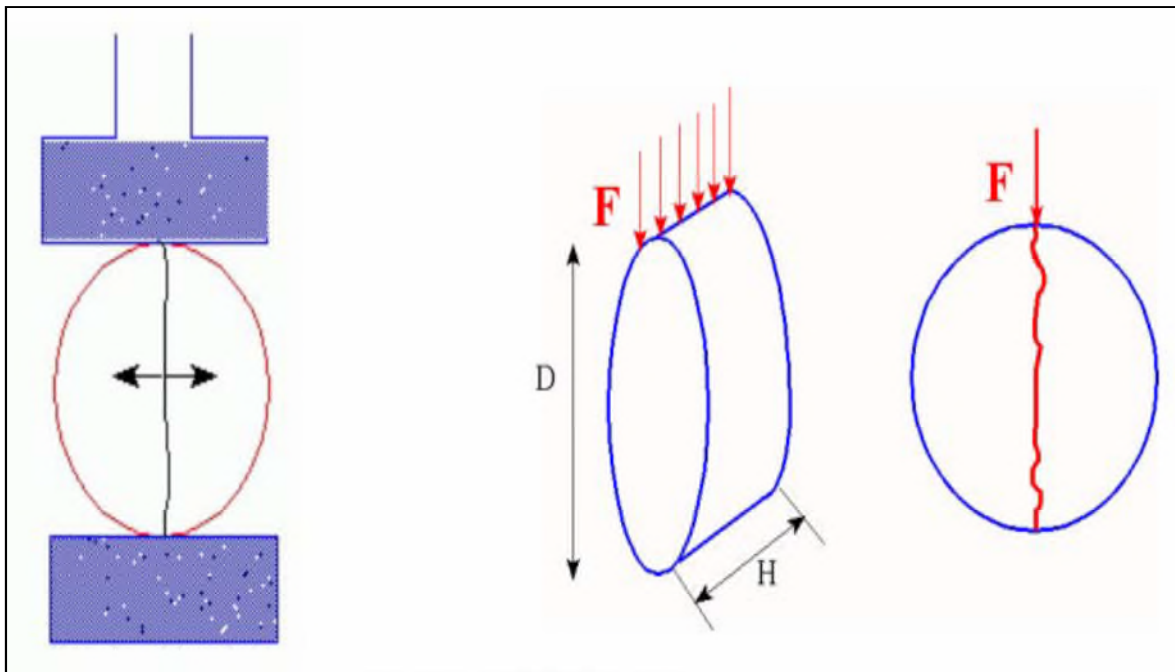


Figure I.3: Principe de l'essai brésilien. [7]

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

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

$$R_t = (0.08 \div 0.12) * R_c \quad (I.10)$$

I.5.3. Résistance au cisaillement :

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

$$R_{cis} = \frac{R_c}{3} \quad (I.11)$$

I.5.4. L'angle de frottement interne (φ) :

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

$$\varphi = \arcsin \frac{R_c - 4R_t}{R_c - 2R_t} \quad (I.12)$$

Où :

R_c : Résistance à la compression, (kgf/cm²) ;

R_t : Résistance à la traction, (kgf/cm²).

I.5.5. Cohésion (C) :

Elle exprime le degré de cimentation des grains composant la roche, elle est donnée par la relation : [7]

$$C = \frac{R_c * R_t}{2\sqrt{R_c * R_t - 3R_t^2}} \quad (I.13)$$

I.5.6. Fissuration des roches :

La fissuration du massif rocheux influe sur les propriétés mécaniques du massif et sur la stabilité des talus. C'est le facteur le plus important qui caractérise les roches et les sols. Elle permet de choisir la méthode d'exploitation et de résoudre le problème de la stabilité des bords de la carrière.

Le coefficient de fissuration est égal à la distance moyenne entre les fissures :

$$I_D = \frac{L}{m} \quad (I.14)$$

Avec :

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

m : nombre de fissures sur la partie mesurée.

La classification des discontinuités selon les valeurs de I_D est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.2. Classification des discontinuités selon les valeurs de I_D . [8]

Classe	Intervalle moyen entre discontinuités I_D (cm)	Densité des discontinuités
$I_D 1$	> 200	Très faible
$I_D 2$	60 à 200	Faible
$I_D 3$	20 à 60	Moyenne
$I_D 4$	6 à 20	Forte
$I_D 5$	< 6	Très forte

I.5.7. Les déformations :

Les déformations peuvent être destructives ou non destructives. Les déformations destructives provoquent la désagrégation des roches; les déformations non destructives changent les dimensions, la forme et le volume des roches sans destruction. Les déformations non destructives se répartissent en élastiques et plastiques. [7]

I.5.8. L'élasticité :

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

I.5.9. La plasticité :

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

Dans les conditions ordinaires les roches solides ne sont pas plastiques. La plasticité se manifeste dans les roches saturées par l'eau. [6]

Conclusion :

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

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

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

CHAPITRE II

CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAINS

Introduction :

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

II.1. Classification des mouvements de terrain :

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

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

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués : les mouvements lents et les mouvements rapides. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. [9]

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

II.1.1. Pentes naturelles :

Les mécanismes suivants peuvent être distingués :

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

II.1.2. Talus artificiels :

Les talus artificiels sont principalement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage.

Ils peuvent être classés comme suit en fonction des types d'ouvrages :

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

II.2. Description des principaux types de mouvements :

II.2.1. Les mouvements lents et continus :

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

II.2.1.1. Glissements :

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

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

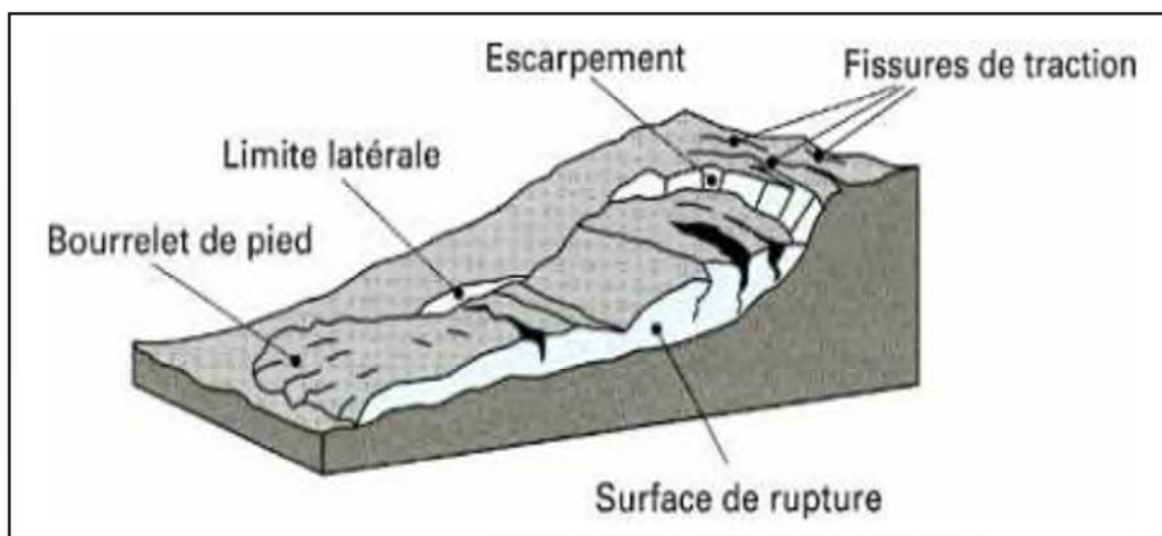


Figure II.1 : Principaux éléments descriptif d'un glissement de terrain. [11]

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

A. Glissements plans :

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche appelée couche savon. [10]

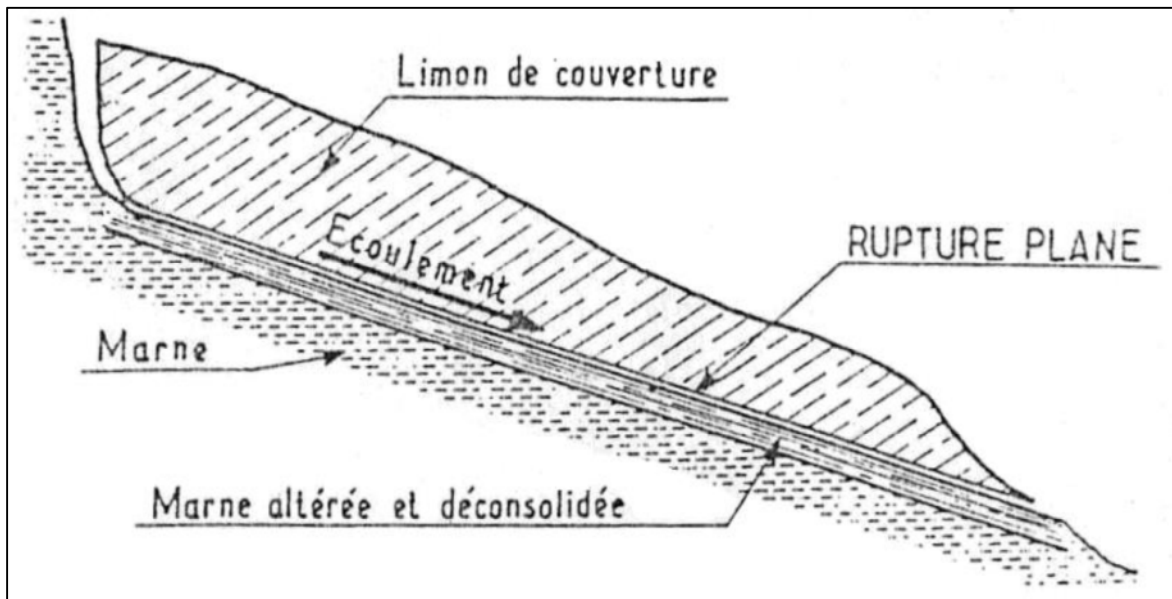


Figure II.2: Glissement plan. [10]

B. Glissements rotationnels :

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

✓ Glissement rotationnel simple :

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

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

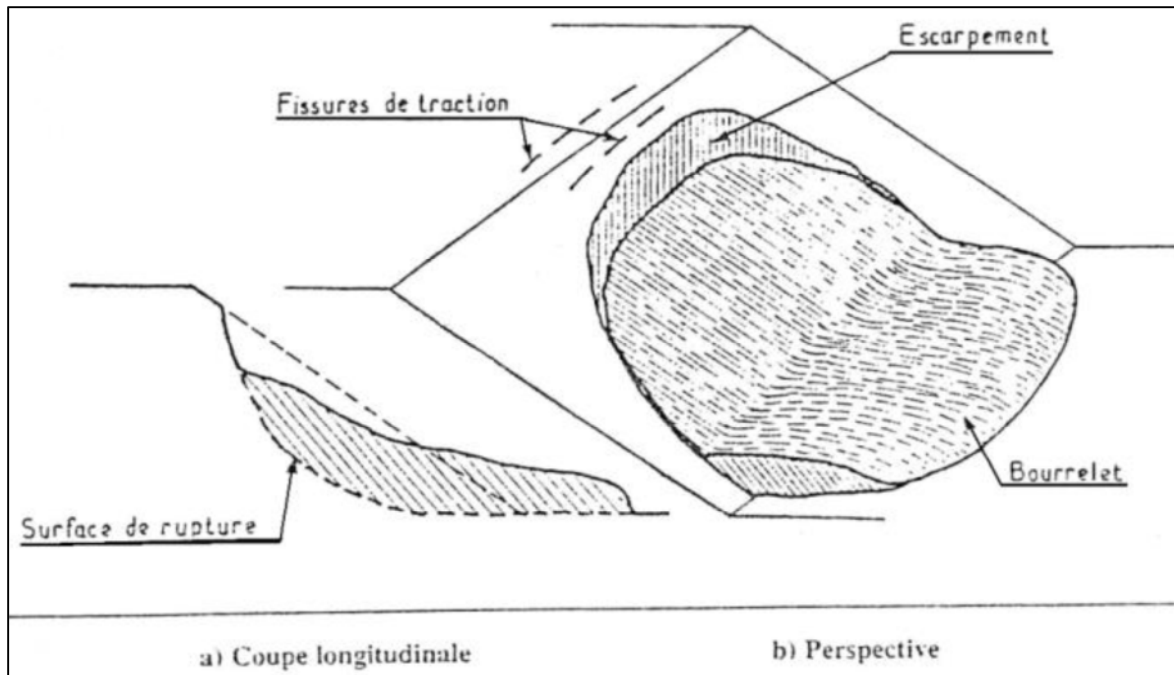


Figure II.3: Glissement rotationnel simple. [10]

✓ **Glissement rotationnel complexe :**

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

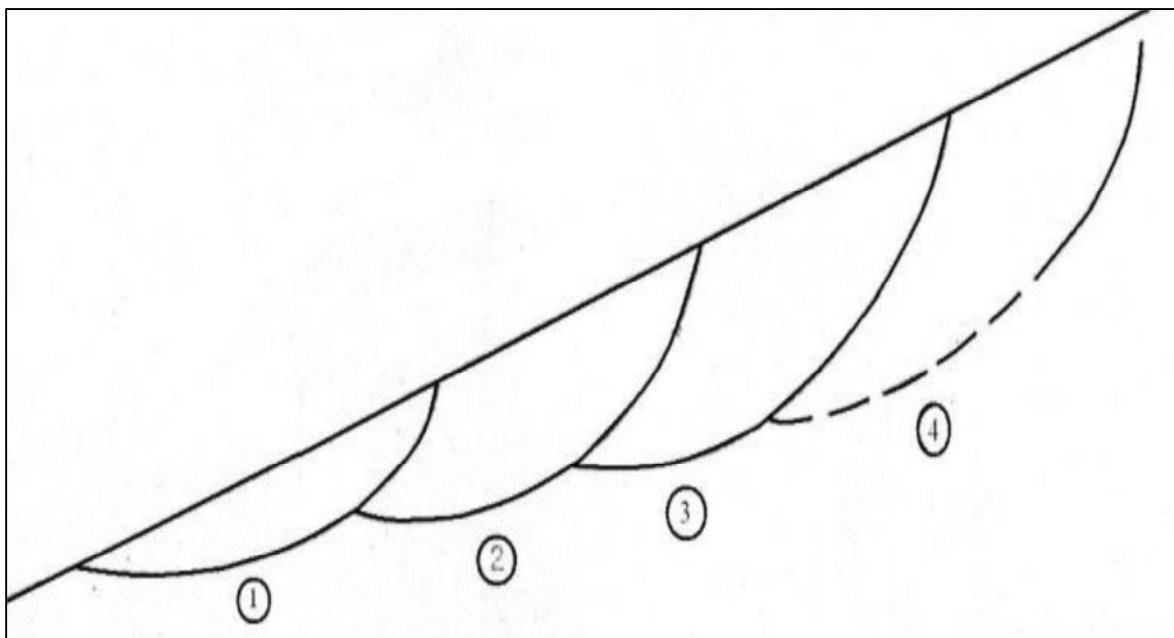


Figure II.4 : Glissement rotationnel complexe. [12]

II.2.1.2. Les affaissements :

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

II.2.1.3. Les tassements :

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

II.2.1.4. Fluage et solifluxion :

A. Fluage :

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

La figure II.5 montre une couche de marne argileuse surchargée par un massif calcaire limité par une falaise. La marne flue sous le poids excessif de la falaise calcaire, risquant d'entraîner la fissuration du banc calcaire peu déformable, voire l'écroulement de la falaise.

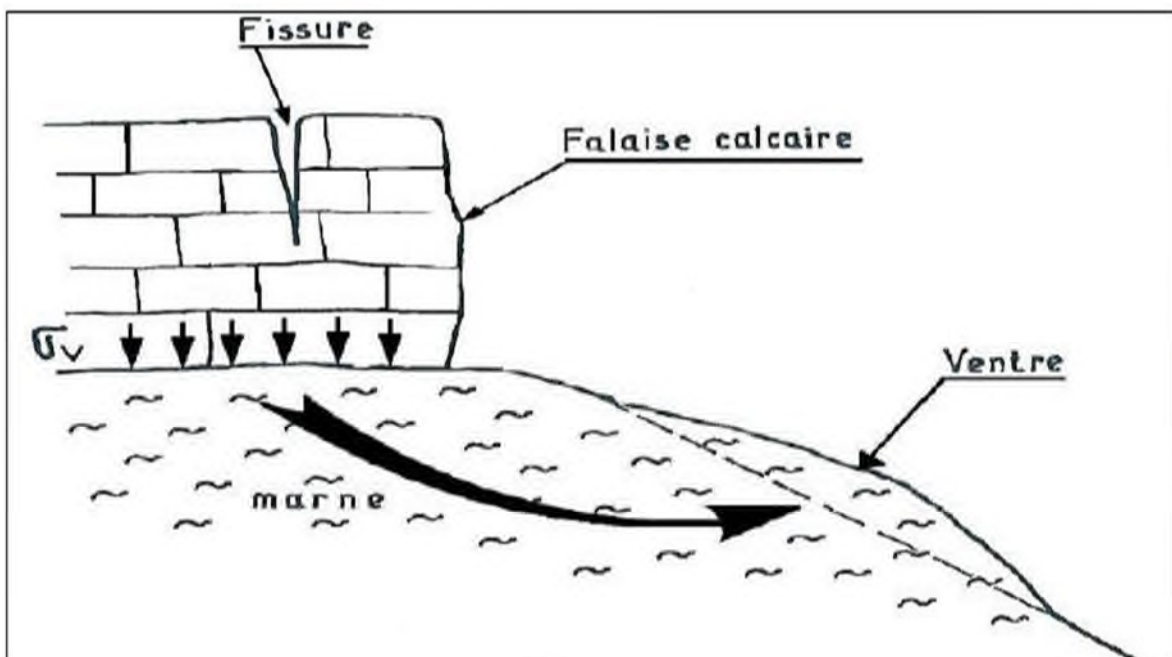


Figure II.5 : Exemple de fluage. [10]

B. Solifluxion :

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

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

II.2.1.5. Phénomènes de retrait gonflement des argiles:

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

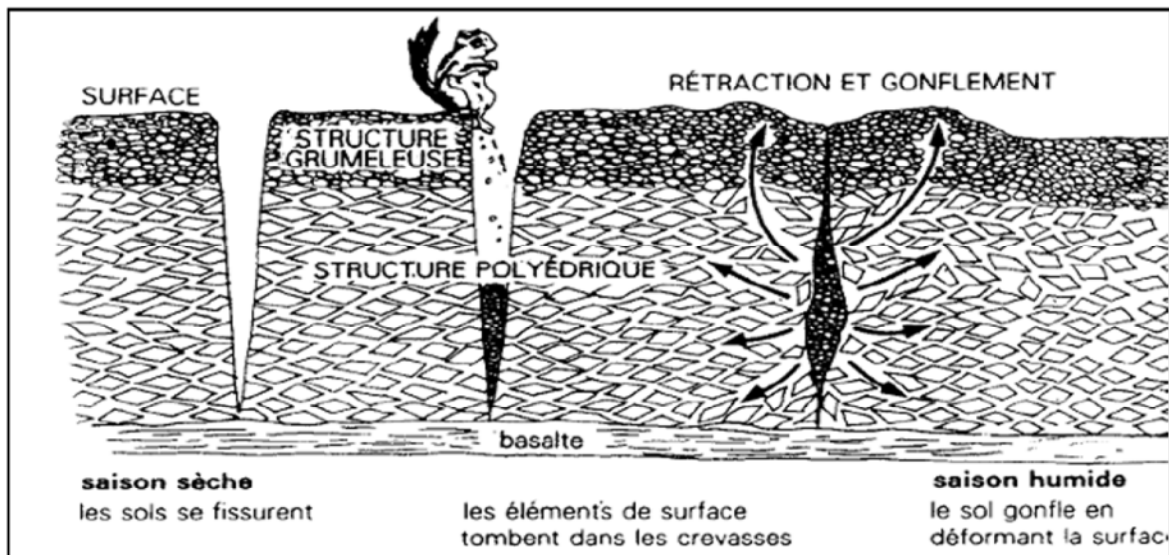


Figure II.6: Phénomène de retrait et gonflement des argiles. [10]

II.2.2. Les mouvements rapides :

II.2.2.1. Les écroulements et chute de blocs :

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

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

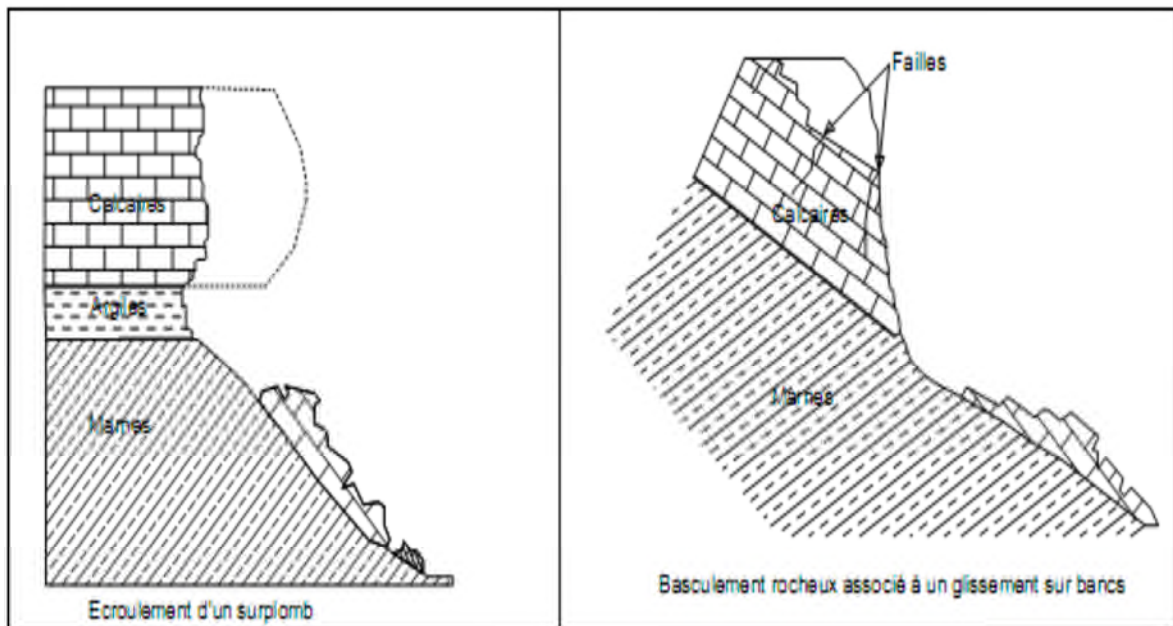


Figure II.7 : Exemple d'éroulement rocheux. [11]

II.2.2.2. Les éboulements :

Ce sont des ruptures brutales intéressant des masses rocheuses importantes qui, sont sollicités par la pesanteur. Au moment de la rupture, le rocher est généralement soumis à des contraintes très inférieures à sa résistance. La rupture n'est possible que grâce à une fissuration préexistante (figure II.8). [11]

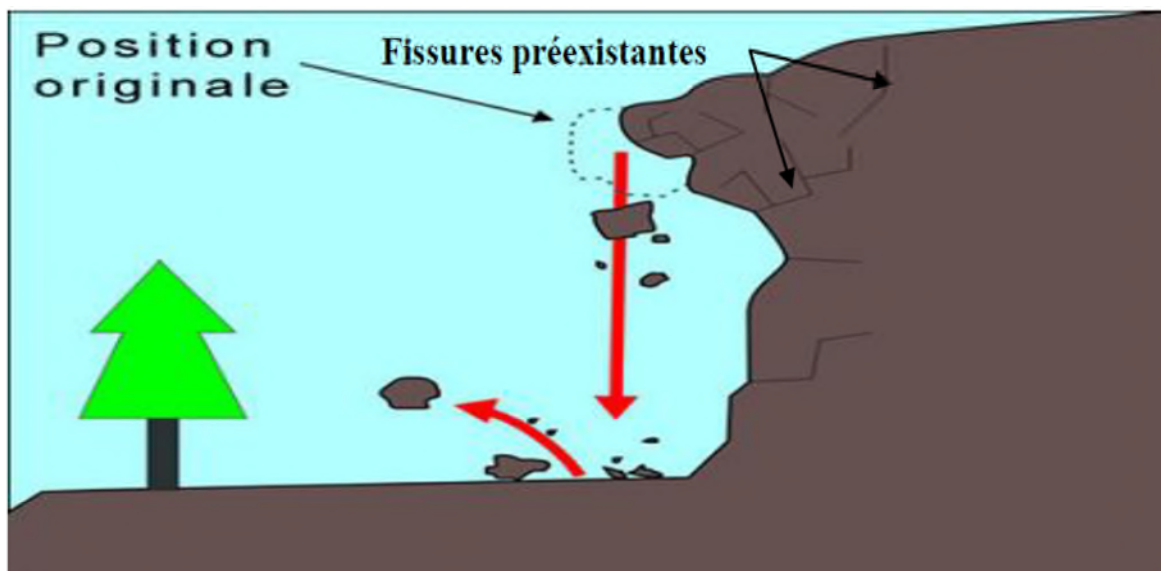


Figure II.8 : Eboulement d'un massif rocheux. [11]

II.2.2.3. Coulées de boue :

Les coulées de boue sont constituées d'un mélange de terrain meuble, de sol et d'eau, qui se déplace vers l'aval sous forme de masse généralement peu épaisse.

La teneur en eau des coulées de boue est supérieure à celle des glissements de terrain. Moins compactes que les glissements, les coulées de boue se déplacent plus rapidement vers l'aval et peuvent donc avoir des conséquences dévastatrices subites. [13]

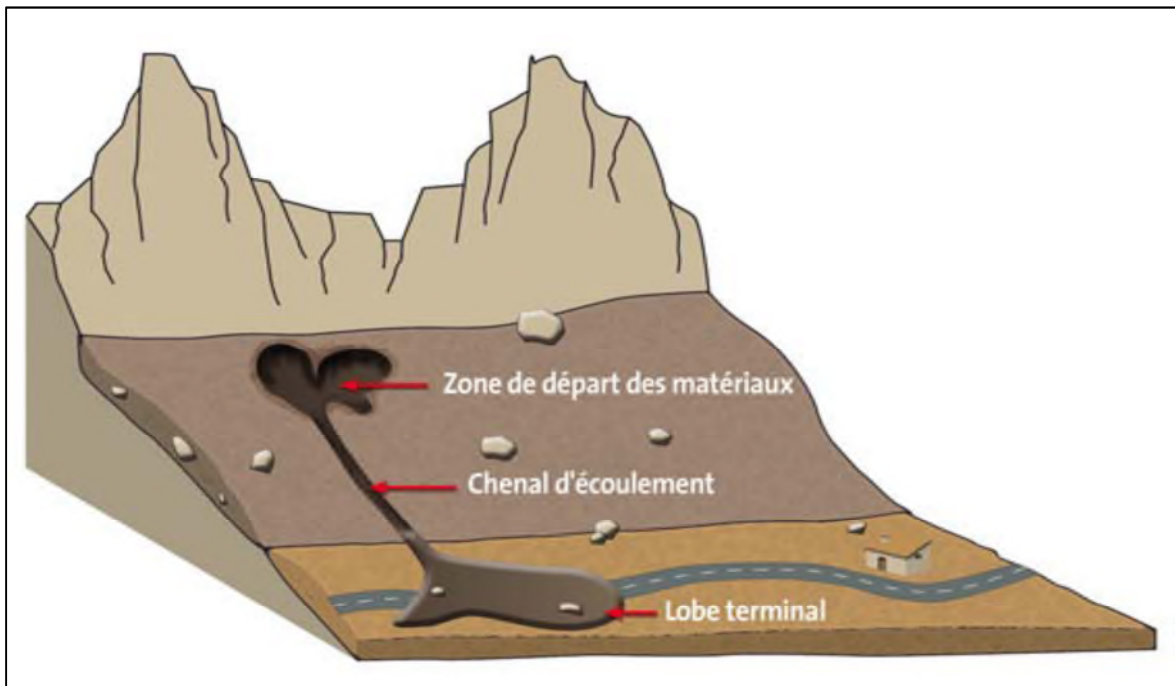


Figure II.9: Les coulées de boue. [13]

II.2.2.4. Les effondrements :

Les effondrements sont des écroulements subverticaux dus à l'évolution des cavités souterraines naturelles (résultant de la dissolution de roche, calcaire ou gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains) peuvent entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement d'une forme circulaire (figure II.10). [11]

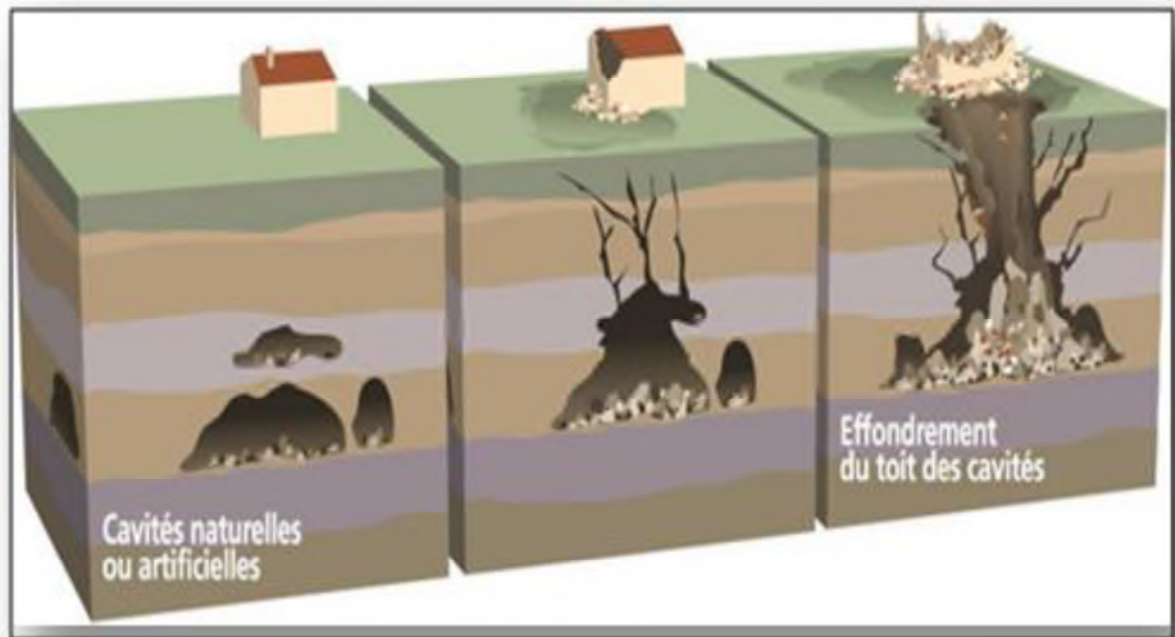


Figure II.10: Effondrement des cavités souterraines. [11]

II.3. Principales causes de glissements de terrains:

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

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

- émergence de nappes aquifères ;
- les réseaux de distributions d'eau et égouts ;
- pente du versant ;
- déboisement du site ;
- séismes et vibrations.

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

✓ **Variation de la pesanteur :**

En cas de séisme, il se produit une accélération qui modifie localement la pesanteur. L'équilibre de certains volumes est ainsi modifié, ce qui peut conduire à des mouvements de terrain.

✓ **Variation de la loi de comportement :**

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

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

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

✓ **Variation des conditions aux limites :**

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

II.4. vitesse de déplacement :

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

Tableau II.1 : Les différentes classes de vitesse de déplacement :

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

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

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

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

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

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

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

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

Conclusion :

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

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

CHAPITRE III

CONDITIONS GÉOLOGIQUES ET MINIÈRE DU GISEMENT

Introduction :

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

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

III.1. Conditions géologiques du gisement :

III.1.1. Situation géographique du gisement d'Ain El Kebira :

Le gisement de calcaire d'Ain El Kebira est situé à environ 20 Km au Nord du chef lieu de la wilaya de Sétif et à 7 Km au Sud de la daïra d'Ain El Kebira dont il porte le nom. La route Ain El Kebira-Sétif passe à proximité de la carrière (Figure III.1).

Les coordonnées géographiques du centre du gisement sont :

- ✓ Latitude = $36^{\circ}19' N$
- ✓ Longitude = $5^{\circ}30' E$

Ce gisement appartient au massif montagneux du Djebel Medjounés, caractérisé par un relief très prononcé, et qui s'étend sur une longueur d'environ 15 Km d'Est en Ouest, avec une largeur moyenne de 7 Km, atteignant une altitude de 1461 m au niveau du pic.

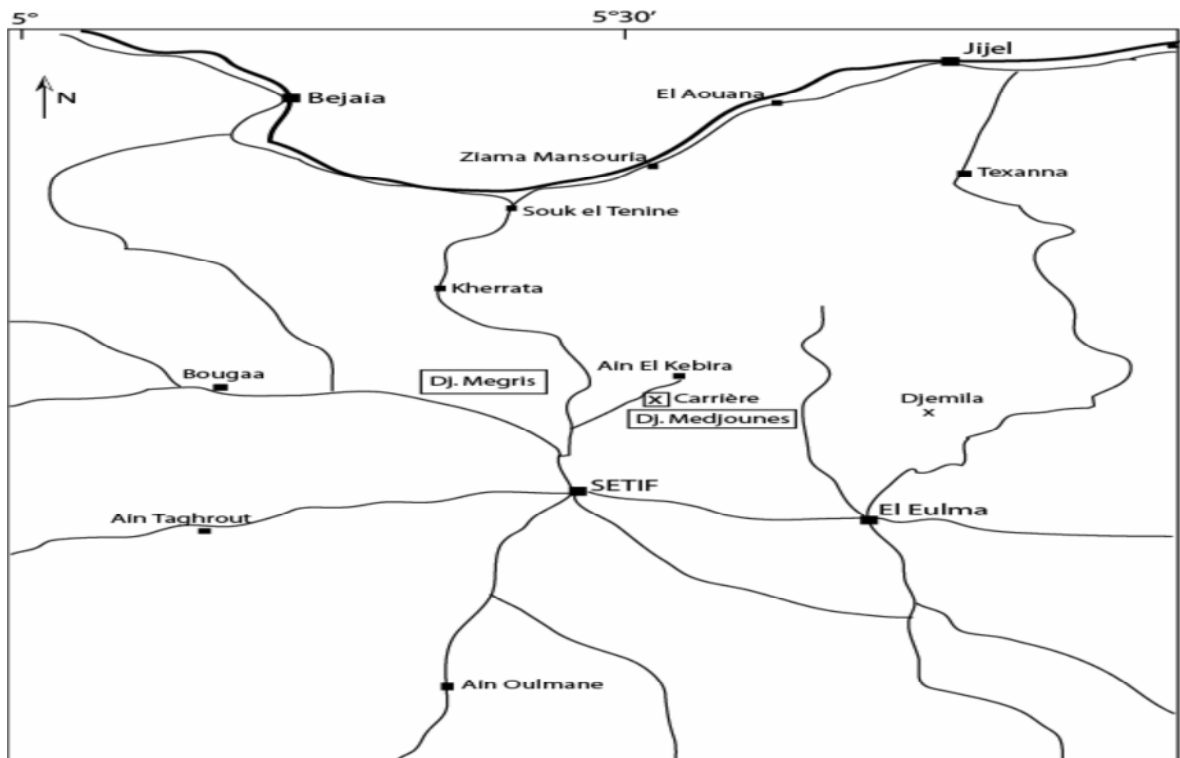


Figure III.1. Situation géographique du gisement de calcaire d'Ain El Kebira.[8]

III.1.2. Climat de la région :

Le climat de la région est semi aride avec influence du Sud au Nord du climat méditerranéen, les mois d'été se caractérisent par une sécheresse totale et désertique, alors que les mois d'hiver de novembre en mars apportent les précipitations abondantes régulières, souvent sous forme de neiges dans les régions les plus élevées. Les précipitations dans la région de Djebel Medjounès est de l'ordre de 400 à 700 mm /an.

Le drainage se fait par un réseau serré de cours d'eau pour la plus part émérites et quelques rivières pérennes.

III.1.3. Historique de la recherche minière du gisement:

Les études géologiques pour la recherche de gisements de matières premières pour l'implantation d'une cimenterie dans la région de Sétif ont débuté en 1971. Une dizaine de gisements ont été localisés, mais ceux du Djebel Medjounès, étudiés à partir de septembre 1973, se sont révélés très favorables pour l'implantation d'une cimenterie, que ce soit du point de vue qualité/quantité des roches calcaires et des marnes, que sur le plan infrastructure (présence d'une rivière à proximité, existence de lignes électriques et de routes). Les travaux de prospection ont été réalisés par la société allemande GmbH (Gesellschaft mit beschränkter Haftung « Société à responsabilité limitée »).

Les travaux de construction de la cimenterie d'Ain ElKebira ont débuté en 1975, et se sont achevés en 1978, année de son inauguration. En janvier 1979, la cimenterie a atteint une capacité de production de 3000 T/J.

III.1.4. Stratigraphie de la région du Djebel Medjounès :

La série stratigraphique du massif et de son voisinage comprend les formations sédimentaires du Trias, du Crétacé, du Tertiaire et du Quaternaire (Figure III.2). Les formations du Crétacé et du Tertiaire appartiennent à la nappe de Djemila qui couvre des surfaces considérables sur la moitié nord de la carte géologique de Sétif au 1/200.000. Le sondage réalisé sur le flanc ouest du Djebel Medjounès donne une colonne stratigraphique du massif (Figure III.3).

III.1.4.1. Le Trias :

Au pied du Djebel Medjounès (dans sa partie Sud-Est) affleure le Trias sous forme d'un amas composé d'argiles bariolées, de gypses roses ou rouges et de gros blocs de cargneules et de calcaires dolomitiques.

III.1.4.2. Le Crétacé :

Les roches du Djebel Medjounès appartiennent en majeure partie au Crétacé Supérieur. On distingue les séries suivantes :

- ✓ **Marnes noires du Campanien-Maestrichtien inférieur** : cette formation affleure sur le flanc Sud-Est du Djebel Medjounès, et occupe une faible superficie (2 km²). Elle est constituée de marnes noires à boules jaunes.
- ✓ **Calcaires bien réglés (dits du Matrouna et du Dj. Medjounès) du Campanien supérieur et Maestrichtien** : Il s'agit d'une puissante série (250 m d'épaisseur) de calcaires massifs noirs bien lités en alternance avec des bancs marneux très minces. Les calcaires sont lités en bancs métriques groupés en barres bien individualisées (4 ou 5) atteignant 80 m d'épaisseur.
- ✓ **Marnes noires du Maestrichtien supérieur à Paléocène** : cette série, qui affleure au pied du Djebel Medjounès, est composée de marnes noires, toujours très froissées, parfois à boules jaunes. Les marnes de cette série qui affleurent au voisinage de la carrière de calcaire sont exploitées pour l'alimentation de la cimenterie.

III.1.4.3. Le Tertiaire :

Sur le flanc nord du Djebel Medjounès, les marnes noires du Maestrichtien supérieur-Paléocène passent sans lacunes stratigraphiques à des calcaires bitumineux blancs de l'Yprésien-Lutétien inférieur. Cette série est couronnée par des marnes noires ou gris à boules jaunes du Lutétien.

III.1.4.4. Le Quaternaire :

Dans la région d'étude, les sédiments quaternaires ne s'observent que localement et pour la plupart avec une faible puissance.








ETAGE	LITHOLOGIE	PROF.	DESCRIPTION DES ROCHES
Sénonien supérieur		865 m	Marnes et barres de calcaire marneux
Sénonien inférieur			Formation marneuse et marno-calcaire compliquée par de nombreux replis
Turonien		1498 m	Intrication de faciès marneux et marno-calcaires et de formations carbonatées sparitiques à éléments abondants de faune ou de microfaune néritique
Cénomaniens supérieur			
Cénomaniens inférieur		2125 m	Série marneuse et marno-calcaire
Albien supérieur		2400 m	
Albien		2750 m	Marnes gréseuses et pélites sombres

Figure III.3 :Colonne stratigraphique synthétique du Djebel Medjounés (d’après le sondage MDJ1, réalisé par GmbH).

III.1.5. Stratigraphie et lithologie du gisement calcaire :

Le gisement calcaire du Djebel Medjounès appartient à la série des calcaires du Campanien supérieur et du Maestrichtien.

Au cours de la réalisation de la carte géologique du gisement au 1/2500 par la société GmbH, le gisement calcaire a été subdivisé en plusieurs couches. Ces couches, numérotées du bas vers le haut, sont les suivantes (figures III.4) :

- ✓ Couche 1 (succession sous-jacente de calcaires et de roches marneuses) : ces couches affleurent au fond du vallon situé au versant est du Krefdj-El-Kerma. Il s'agit d'une alternance de roche calcaire marneuse et de marne fortement calcaire. Leur puissance est supérieure à 65m.
- ✓ Couche 2 (unité principale moyenne de roche marneuse) : cette unité affleure à l'extérieur du gisement dans le même vallon que la couche 1. Elle se compose de roches marneuses fortement calcaires en alternance avec des couches de calcaires fortement marneux et de roches marneuses faiblement calcaires. Sa puissance à l'affleurement est de 18 m.
- ✓ Couches 3 à 7 (unité calcaire principale) : Cet ensemble de couches, dont l'épaisseur totale peut atteindre 49m, représente le calcaire principal du gisement. Il se subdivise en membres suivants :
 - Couche 3 (calcaire principal inférieur) : les roches calcaires de ce membre sont très uniformes, de couleur gris noir à gris moyen aux cristaux fins à très fins et de texture compacte ou ocellée et litée. L'épaisseur moyenne de ce membre est d'une vingtaine de mètres.
 - Couche 4 (Roche marneuse intercalée inférieure) : ce membre, intercalé dans l'unité calcaire principale constitue un excellent niveau repère stratigraphique avec une épaisseur de 2,1 à 4 m. Les roches marneuses et les calcaires fortement marneux de ce niveau sont friables et s'altèrent en petits morceaux. Cette couche est relativement riche en bitume, ce qui se traduit par son odeur caractéristique.
 - Couche 5 (Calcaire principal moyen) : les roches de cette couche ressemblent à celles de la couche 3. La couleur des roches varie entre gris foncé, gris moyen et gris brunâtre. Leur puissance est comprise entre 8,9 et 10,6 m.
 - Couche 6 (roche marneuse intercalée supérieure) : cette couche est semblable à celle des marnes intercalées inférieures (couche 4). Elle

constitue également un excellent repère stratigraphique. L'épaisseur de cette couche est comprise entre 6,3 et 6,5 m.

- Couche 7 (calcaire principal supérieur) : c'est le membre le plus récent du calcaire principal du gisement. Il est constitué de calcaire faiblement marneux, de couleur brunâtre. A cause de l'érosion récente, le calcaire de ce membre ne subsiste que dans certaines parties du gisement, mais il y occupe de larges superficies. Sa puissance est d'environ 7m en moyenne.
- ✓ Couche 11 (unité de roche marneuse sus-jacente) : cette couche surmonte le calcaire principal, et se compose d'une alternance de roche marneuse calcaire de 2,5 à 4 m d'épaisseur, et une succession répétée de lits compacts de calcaire marneux. La puissance totale de ce membre est de plusieurs dizaines de mètres. [8]

III.1.6. Tectonique du gisement :

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

- ✓ Du point de vue tectonique, le gisement calcaire fait partie intégrante de l'anticlinal du Djebel Medjounès, dont l'axe de plissement principal s'étend en direction WSW-ENE. Il repose sur le flanc SW de la voûte principale. Un plissement transversal, dont l'axe prend la direction WSW-ENE, se superpose au premier. Ces plis sont compliqués par quelques grandes et de nombreuses petites failles.
- ✓ Le pendage des couches change assez doucement. Il diminue en général de 30° à 10° depuis le pied W du Krefdj-El-Kerma vers la cime. Un redressement notable des couches avec changement de direction caractérise le bord Nord du gisement.

III.1.7. Caractéristiques hydrogéologiques du gisement :

Dans la région de Sétif, les quantités d'eau souterraine captables sont assez faibles. Il en est de même dans les environs du gisement, à la différence que cette région faisant partie du bord septentrional du bassin de Sétif, les précipitations sont un peu plus abondante, et donc la région d'étude est favorisée vis à vis des régions situées plus au Sud. Cette situation se traduit par l'existence de petits et moyens cours d'eau pérenne dans lesquels s'amassent les eaux souterraines locales.[8]

III .2. Conditions minières:

III.2.1. Réserves :

Les réserves calculées des calcaires du gisement du Djebel Medjounès sont données dans le tableau III.1. Ce calcul, réalisé par la société GmbH en 1973, a été effectué sur la base d'un poids spécifique de $\gamma = 2,5 \text{ g/cm}^3$ pour le calcaire. [16]

Tableau III.1 : Réserves calcaires du gisement du Djebel Medjounès.

Catégorie des réserves	Quantité des réserves en tonnes
Catégorie 1 : réserves prouvées	25.064.975
Catégorie 2a : réserves probables	7.017.000
Catégorie 2b : réserves indiquées	10.458.350
	42.540.325
Catégorie 3 : réserve possibles	40.789.000
	83.329.325
Réserves géologiques supplémentaires	66.000.000

III.2.2. Capacité et régime de fonctionnement de la carrière :

D'après la recommandation des responsables des matières premières, le but est d'arriver à extraire 1 520 000 tonnes en fonction des paramètres suivants :

- ✓ Nombre de jours ouvrables par an : 365 jours.
- ✓ Nombre de jours ouvrables par mois : 30 jours.
- ✓ Nombre de jours ouvrables par semaine : 07 jours.
- ✓ Nombre de postes ouvrables par semaine : 01 poste.
- ✓ Nombre d'heures de travail par poste : 11 heures.

La capacité de production de la carrière de calcaire est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Capacité de production de calcaire.

Matière première	Capacité de la carrière				
	Unité de mesure	Annuelle	Mois	Journalière	Horaire
Calcaire	Tonnes	1 520 000	126 667	4 222	384
	m ³	584 615	48 718	1 623	148

III.2.3. Systèmes d'exploitation :

L'exploitation du gisement de calcaire « Djebel Medjounès » se fait à ciel ouvert par la méthode du tir à l'explosif, sur les niveaux successifs : +1205 m, +1190 m, +1175 m, +1160 m, +1145 m, +1130 m, ses paramètres d'extraction sont comme suit :

- ✓ Hauteur des gradins : 15 m.
- ✓ Angles des talus : 85°.
- ✓ Largeur de la plate forme de travail : 40m.
- ✓ Piste secondaire d'accès aux fronts de taille : 0,5 à 1 Km. [16]

III.2.4. Travaux d'abattage :

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

III.2.4.1. Foration :

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

Tableau III.3 : Caractéristiques des foreuses utilisées dans la carrière. [16]

Type de sendeuse	Nombre	Diamètres du trou (mm)
Atlas copco roc f 6	02	110
Furukawa dcr 20	03	80
Ingersoll rand DM 25	01	162
Ingersoll rand D 30	01	80

III.2.4.2. Les principaux paramètres du tir pour une volée :

- ✓ **Géométrie :**
 - Hauteur des gradins : 15 m ;
 - Diamètre des trous : 110 mm ;
 - Inclinaison des trous: 10° ;
 - Nombre de rangée : 02 rangées ;
 - Nombre total de trou : 36 trous.
- ✓ **Maille :**
 - Largeur de la banquette : 3.8 m ;
 - Espacement des trous : 4.5 m.

- ✓ **Explosif de pied :**
 - GELANIT III : 37.5 Kg/trou.
- ✓ **Explosif de colonne :**
 - ANFOMIL : 62.5 Kg/trou.
- ✓ **Charge explosifs :**
 - Quantité total d'explosifs par trou : 100 Kg ;
 - Charge d'explosif instantanée : 300 Kg.

III.2.5. Chargement :

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

Tableau III.4 : Caractéristiques des chargeuses utilisées dans la carrière. [16]

Type de la chargeuse	Nombre	Capacité du godet (m ³)
Kumatsu W A 700	02	7 à 8
Catterpeller 990 k	06	8

III.2.6. Transport :

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

Le matériau abattu est transporté vers la trémie de réception. La distance maximale de transport atteint 3,5 km. Les caractéristiques des moyens de transport disponibles en carrière sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Caractéristiques du matériel de transport utilisé dans la carrière.

Marque	Nombre	Capacité (tonne)
Hitachi E H 1000	08	60
Caterpillar 773 G	04	60
Komatsu HD 465-7	02	45
Komatsu D 375-5	02	45
Caterpillar D 10 T2	02	60
Caterpillar D 10 N	01	60

Conclusion :

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

- ✓ Le gisement de calcaire de Djebel Medjounès est constitué de deux couches principales (calcaire et marne).
- ✓ Il n'existe pas une nappe d'eau qui règne au dessus de la limite inférieure du gisement.

CHAPITRE IV

MÉTHODES DE CALCUL DE LA STABILITÉ DES TALUS

Introduction :

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. L'analyse de la stabilité des talus est l'une des importants problèmes en géotechnique. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

Le problème réside dans la détermination de la surface critique de rupture et le facteur de sécurité correspondant (F), c'est-à-dire le rapport entre la résistance au cisaillement du massif à étudier à la contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.

IV.1. Stabilité des talus des mines à ciel ouvert :

IV.1.1. Facteurs influençant la stabilité des talus :

L'analyse des processus de déformation dans les mines à ciel ouvert doit tenir compte de l'influence commune des facteurs naturels et techniques. On peut subdiviser les facteurs naturels en trois groupes :

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

Parmi les facteurs techniques on peut citer la géométrie de la mine et des stériles, les angles de talus de la mine et des stériles, la méthode d'excavation et de l'abattage de la roche, la structure de la mécanisation des travaux, la présence à proximité de la mine d'excavations souterraines, les méthodes et les paramètres de pompage, etc.

IV.1.2. Les déformations dans les mines à ciel ouvert :

Une classification des déformations et ruptures appliquée aux mines à ciel ouvert à été proposée par Fissenko (1965). Elle contient quatre types principaux de déformations : les chutes de blocs, les éboulements, les glissements et les mouvements de fluage. Plus tard on a ajouté à cette classification les déformations par affaissement. La classification ici proposée (voir Figure IV.1) se base sur les mêmes 5 types de déformations, plus 5 autres types provoqués par l'action hydraulique directe. Mais certains types de déformations du premier groupe peuvent quand même être influencés par l'action des eaux. [5]

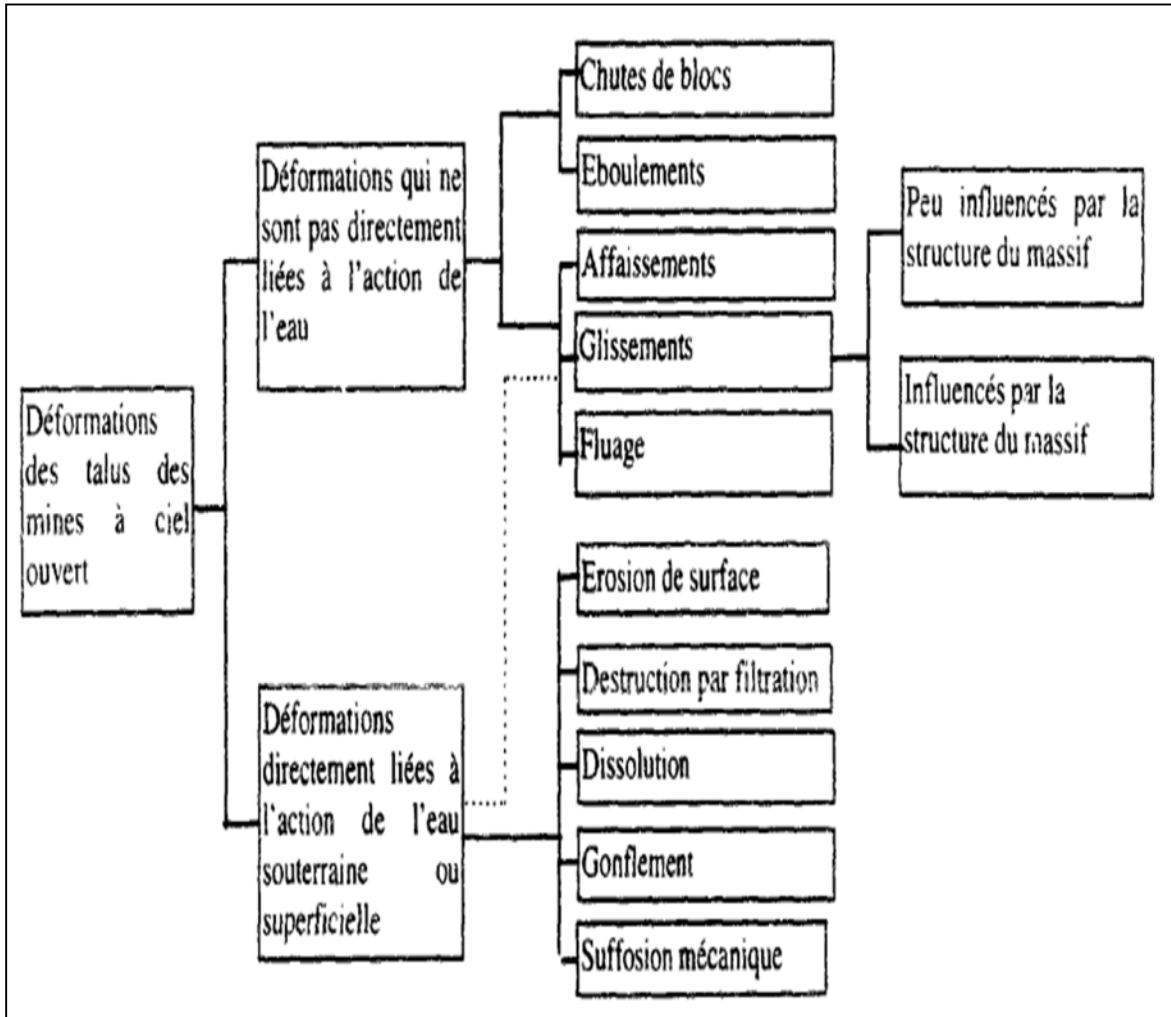


Figure IV.1 : Classification des déformations dans les mines à ciel ouvert. [5]

IV.2. Calcul de stabilité :

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.

Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calcul mis en œuvre. [17]

IV.2.1. Objectifs et principes de base d'un calcul de stabilité :

IV.2.1.1. Sur un versant apparent stable :

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement qui, parmi l'infinité de surfaces de ruptures envisageables, par tâtonnement, à tester le plus grand nombre de surface de ruptures possibles, Après un nombre suffisant de surfaces ainsi testées, la plus petite des valeurs de F obtenues, définit le coefficient de sécurité du site étudié. La surface testée qui lui correspond, est donc la surface de rupture la plus probable pour le site considéré.

Lorsqu'on projette de réaliser des ouvrages sur un versant, le calcul de stabilité permet aussi de choisir les paramètres de définition de ces ouvrages, de telle façon que la stabilité du site et celle des ouvrages soient garanties.

IV.2.1.2. Sur versant ou un glissement est apparu :

Le calcul de stabilité permet de chiffrer la valeur F correspondant à la rupture observée et donc d'apprécier la marge qui sépare l'état actuel du versant de l'état d'équilibre. L'intérêt du calcul tient ici aux points suivants :

- ✓ Il permet d'analyser le mécanisme de la rupture en comparant l'importance relative des forces en présence et donc, parmi plusieurs causes possibles, de repérer celles qui jouent un rôle décisif dans l'apparition de la rupture ;
- ✓ Il permet de définir les dispositifs confortatifs, c'est-à-dire les forces à introduire pour ramener F à une valeur supérieure à 1. [18]

IV.2.2. Notion de facteur de sécurité :

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues.

On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul :

- ✓ Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_s inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour $F_s = 1$, les caractéristiques correspondantes ;
- ✓ La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau IV.1 :

Tableau IV.1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973] :

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{max}/\tau$
Rapport de forces	$F = E_{résist}/E_{moteur}$
Rapport de moments	$F = M_{résist}/M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex: H/H_{max}

Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel...), le facteur de sécurité F_s doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (valeur courante de F_s est de 1.5). [19]

IV.2.3. Le choix du type de méthode de calcul :

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode cinématique, définissant une surface de rupture par exemple (méthode d'équilibre limite). Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

IV.2.4. Méthodes à l'équilibre limite :

Le comportement du massif est supposé suivre la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture: $\tau = c' + \sigma' \tan\phi'$. Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des

hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à évaluer le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

IV.2.4.1. Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite :

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume du massif étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la figure IV.2. Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- ✓ la surface critique;
- ✓ les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface;
- ✓ le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

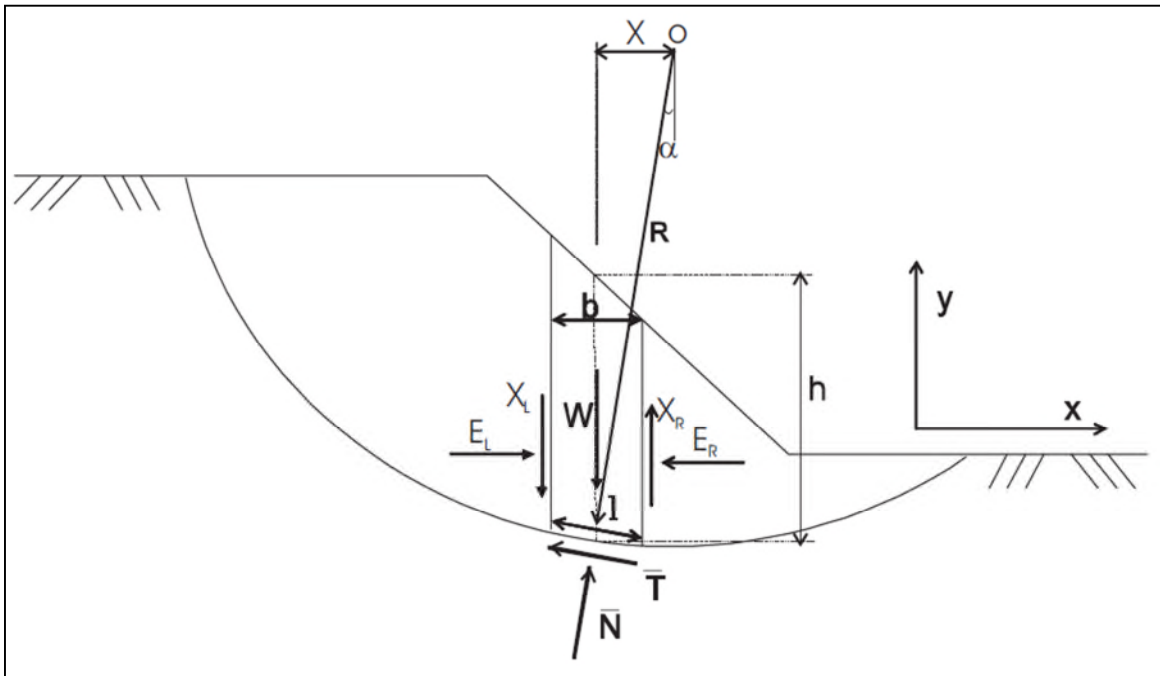


Figure IV.2: Exemple d'une rupture circulaire. [19]

Comme on peut le voir sur la figure IV.2, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

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

\bar{N} , \bar{T} = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche ;

X , E = composantes verticales et horizontales des forces inter tranches ;

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

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

R = rayon du cercle de rupture de centre o ;

l = longueur du plan de glissement de la tranche ;

x = bras de levier du poids des terres.

Définissons les efforts comme suit:

$$\bar{N} = \sigma l \quad (\text{IV.1})$$

$$\bar{T} = \tau_m l \quad (\text{IV.2})$$

Où τ_m est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par:

$$\tau_m = \frac{\tau}{F_S} \quad (\text{IV.3})$$

Où τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb:

$$\tau = c' + (\sigma - u)\tan\varphi' \quad (\text{IV.4})$$

F_S : est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse du sol dans un état d'équilibre limite.

Il vient alors:

$$\bar{T} = \frac{\tau}{F_S} l = \frac{l}{F_S} [c' + (\sigma - u)\tan\varphi']$$

$$\text{Où:} \quad \bar{T} = \frac{1}{F_S} [c'l + (\bar{N} - ul)\tan\varphi'] \quad (\text{IV.5})$$

Pour une tranche:

✓ En projetant verticalement toutes les forces:

$$\bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha = W - (X_R - X_L) \quad (\text{IV.6})$$

Si on remplace \bar{T} par sa valeur (équation IV.5), on obtient:

$$\bar{N} = [W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_S} (c'l \sin \alpha - ul \tan \varphi' \sin \alpha)] / m_\alpha \quad (\text{IV.7})$$

Où

$$m_{\alpha} = \cos\alpha \left(1 + \tan\alpha \frac{\tan\varphi'}{F_s} \right)$$

✓ En projetant horizontalement toutes les forces:

$$\bar{T}\cos\alpha - \bar{N}\sin\alpha + E_R - E_L = 0 \quad (\text{IV.8})$$

✓ Si on remplace T par sa valeur (équation IV.5), on obtient:

$$E_R - E_L = N\sin\alpha - \frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul)\tan\varphi']\cos\alpha \quad (\text{IV.9})$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit:

- ✓ soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par F_m ;
- ✓ soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse du sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par F_f .

Equilibre global des moments:

$$\sum W x = \sum T R \quad (\text{IV.10})$$

Si on remplace T par sa valeur (l'équation IV.5) et x par $R\sin\alpha$:

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul)\tan\varphi']}{\sum W\sin\alpha} \quad (\text{IV.11})$$

Equilibre global des forces:

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée:

$$\sum E_R - E_L = 0 \quad (\text{IV.12})$$

$$\sum X_R - X_L = 0 \quad (\text{IV.13})$$

D'où, l'équation IV.9 donne:

$$F_f = \frac{\sum [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \quad (\text{IV.14})$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre que F_m est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches.

Pour trouver les deux facteurs de sécurité F_m et F_f , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses: [19]

IV.2.4.3. Méthode de Fellenius [1927] :

Hypothèses:

- ✓ la méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches;
- ✓ elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), figure IV.3.

A partir des équations (IV.6) et (IV.8), la force normale N devient:

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{N} \cdot \cos \alpha + \bar{T} \cdot \sin \alpha = W \\ \bar{T} \cdot \cos \alpha - \bar{N} \cdot \sin \alpha = 0 \end{cases} \Rightarrow \bar{N} = W \cdot \cos \alpha$$

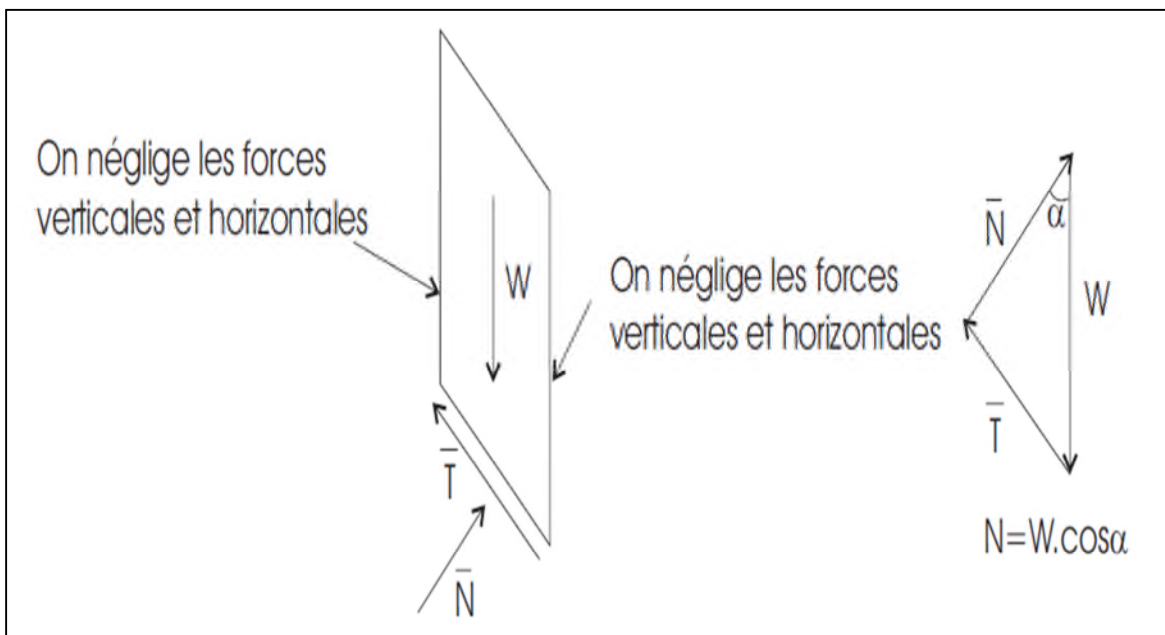


Figure IV.3: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius. [19]

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir, ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation (IV.11) N par la valeur trouvée $N = W \cdot \cos\alpha$, on aura :

$$\Rightarrow F_m = \frac{\sum [c'l + (W \cos\alpha - ul) \tan\phi']}{\sum W \sin\alpha} \quad (\text{IV.15})$$

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

IV.2.4.4. Méthode simplifiée de BISHOP [1955] :

Hypothèses:

- ✓ la méthode suppose une surface de glissement circulaire;
- ✓ elle néglige les forces verticales entre les tranches (figure IV.4).

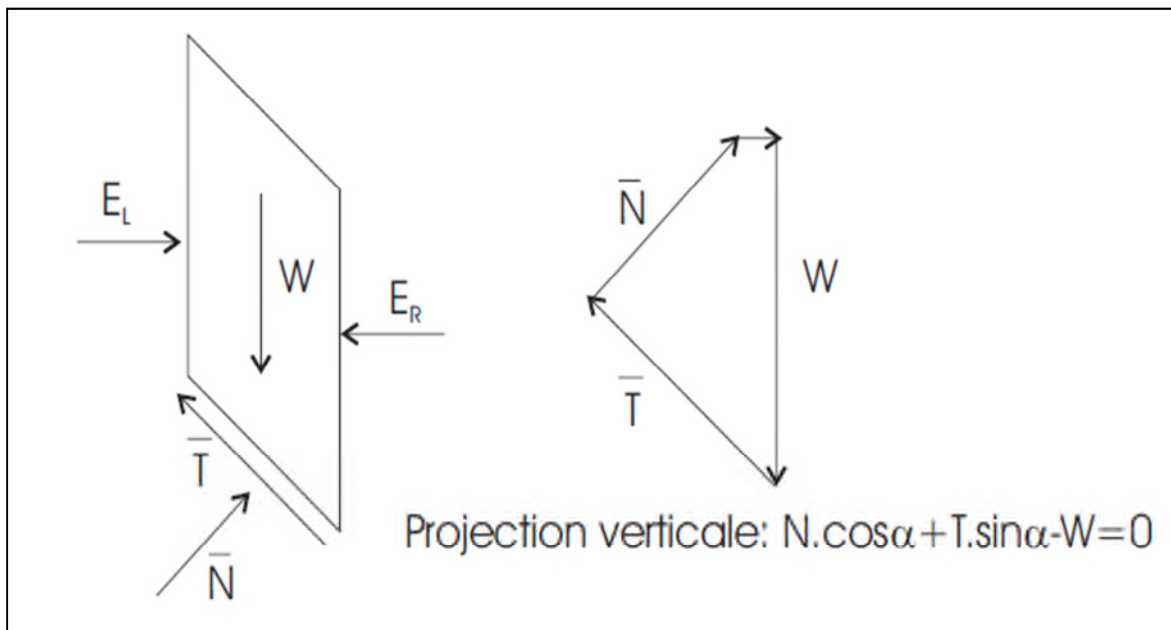


Figure IV.4: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée. [19]

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

L'équilibre vertical donne l'équation (IV.7) et d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches, nous aurons:

$$\bar{N} = \left[W - \frac{1}{FS} (C'l \sin\alpha - ul \tan\phi' \sin\alpha) \right] / m_\alpha$$

Si on remplace \bar{N} dans l'équation (IV.11) nous aurons:

$$F_m = \frac{\sum [c' l \sin \alpha + (W - ul) \tan \varphi'] / m_\alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{IV.16})$$

Avec :
$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \varphi'}{F_m} \right)$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité F_m (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives.

Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

IV.2.4.5. Méthode simplifiée de JANBU [1956] :

- ✓ la méthode suppose une surface de glissement quelconque;
- ✓ elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation (IV.14):

$$F_f = \frac{\sum [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \quad (\text{IV.17})$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à:

$$F_f = \frac{\sum [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \tan \alpha} \quad (\text{IV.18})$$

Ce coefficient de sécurité F_f est corrigé par un facteur f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol: $F_f' = f_0 F_f$. [19]

IV.2.5. Méthode des éléments finis :

Dans la partie précédente, nous avons passé en revue les différentes méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de la stabilité des pentes. Toutes ces méthodes reposent sur le fait de choisir arbitrairement une série de surfaces de glissement et de définir celle qui donne la valeur minimale du coefficient de sécurité. Mais depuis un certain temps, nous assistons à une utilisation intensive de méthodes d'analyses numériques donnant accès aux contraintes et déformations au sein du sol. Pour y parvenir, il est nécessaire de connaître la loi de comportement pour le sol considéré; ensuite, le volume de sol est divisé en éléments géométriques simples, chaque élément étant soumis à l'action des éléments voisins. Le calcul consistera à déterminer des champs de contraintes et de déplacements compatibles avec les équations de la mécanique et la loi de comportement adoptée.

Beaucoup de travaux ont été faits dans le domaine des éléments finis et on pourrait citer les travaux de référence de ZIENKIEWICZ *et al.* [2000] ou DHATT *et al.* [1981]. [19]

IV.3. Techniques de confortement des pentes instables :

Les dispositifs utilisés pour le confortement des pentes instables, ou susceptibles de le devenir à cause des travaux, sont nombreux et variés. Ils peuvent être géométriques (modification de la pente du talus ou réduction de sa hauteur) ou hydrauliques (rabattement et drainage de la nappe). D'autres techniques peuvent aussi être utilisées comme le boisement, la recharge en pied du talus (berges), le clouage à l'aide de pieux ou barrettes et le soutènement par murs gabions ou en béton armé ou à l'aide de palplanches métalliques. Le choix de l'une de ces solutions dépendra de la nature du talus à conforter (versant naturel ou artificiel), de sa géométrie (pendage, longueur et profondeur), du massif de terrain constitutif (sol meuble ou compact) et du régime hydraulique existant (niveau de la nappe). Parmi les solutions techniquement possibles, on retiendra la moins coûteuse et la plus facile à mettre en œuvre. La figure 8 présente le confortement du versant instable de Sidi-Ahmed (Béjaïa) à l'aide de pieux en béton armé de 80 cm de diamètre et de 22 m de profondeur disposés en milieu de pente. [17]

Conclusion :

On a présenté, précédemment, la notion du coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité d'une pente et on a cité les différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite avec leurs différentes hypothèses.

Bien que ces méthodes soient dites classiques, elles permettent encore à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la pente par une analyse numérique basée sur ces méthodes.

CHAPITRE V

**CALCUL DE LA STABILITÉ DES TALUS
DE LA CARRIÈRE D'AIN EL KEBIRA
VIS-À-VIS UN GLISSEMENT
CIRCULAIRE**

Introduction :

Pour le calcul de la stabilité des talus de la carrière d'Ain El Kebira, on doit déterminer le facteur de sécurité F_s des gradins. Pour cela, il est nécessaire d'abord de déterminer les propriétés mécaniques des roches au laboratoire, puis dans le massif rocheux.

V.1. Disposition stratigraphiques des couches du gisement de calcaire d'Ain El Kebira:

Le gisement de calcaire d'Ain El Kebira est composé de deux couches principales en alternance. La figure V.1 nous montre la disposition des couches du gisement que nous avons réalisé à l'aide de la coupe géologique (figure III.4) du gisement en utilisant le logiciel Auto CAD.

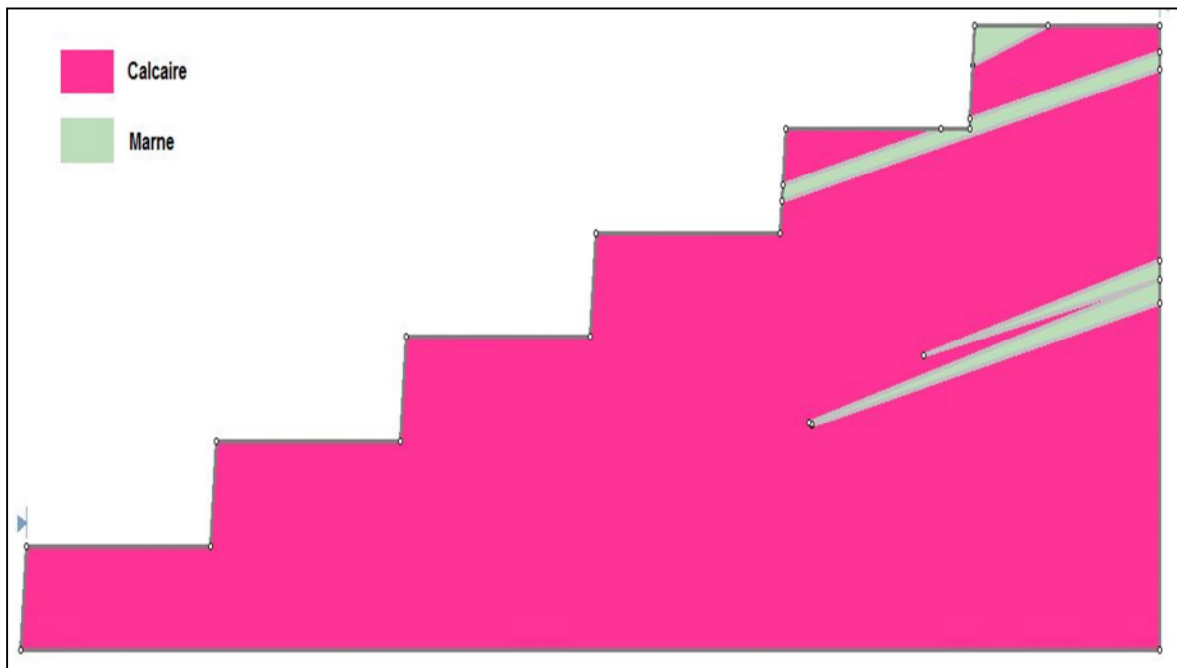


Figure V.1 : Disposition des couches du gisement d'Ain El Kebira.

V.2. Propriétés mécanique de calcaire du gisement :

Afin de déterminer les propriétés mécaniques de calcaire, nous avons prélevé un échantillon de roche calcaire du gisement pour prélever deux éprouvettes afin de réaliser l'essai de compression (annexe 2).

Les caractéristiques des éprouvettes sont citées dans le tableau V.1.

Tableau V.1 : Caractéristiques des éprouvettes (annexe 1).

Désignation	Dimensions (mm)		Elancement H/D	Roche	
	H	D		Poids (Kg)	Densité (t/m ³)
Eprouvette N° 1	188	94	2,00	3,370	2,582
Eprouvette N° 2	188	94	2,00	3,200	2,452

V.2.1. Résistance à la compression:

Le prélèvement des éprouvettes et la réalisation de l'essai de compression ont été effectués au LABORATOIRE TECHNIQUE DES NOUVELLES CONSTRUCTION SNC LTNC NAOUI & CIE (BERCHICHE, EL KSEUR, BEJAIA).

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau V.2.

Tableau V.2 : Résistance à la compression du calcaire.

Echantillon	Surface S (m ²)	Charge max. F_{max} (KN)	Résistance R_c (KN/m ²)
Eprouvette N°1	69,39 10 ⁻⁴	215	30,98.10 ³
Eprouvette N°2	69,39 10 ⁻⁴	205	29,54.10 ³

V.2.2. Résistance à la traction :

La résistance à la traction n'a pas pu être déterminée au laboratoire par manque d'appareil de mesure. Nous avons utilisé la relation empirique entre la résistance à la traction et à la compression.

$$R_t = (0.08 \div 0.12) * R_c$$

On prend $R_t = 0.1 * R_c$

Le résultat de calcul est donné dans le tableau V.3.

Tableau V.3. Résistance à la traction du calcaire.

Echantillon	Résistance à la traction R_t (KN/m ²)
Eprouvette N° 1	3,098.10 ³
Eprouvette N° 2	2,954.10 ³

V.2.3. Cohésion de l'échantillon (C_{ech}) :

Pour déterminer la cohésion d'un échantillon on utilise la relation suivante :

$$C_{ech} = \frac{R_c * R_t}{2\sqrt{R_c * R_t - 3R_t^2}}$$

Les valeurs obtenues de (C_{ech}) sont indiquées dans le tableau V.4.

Tableau V.4. Valeurs obtenues de (C_{ech}).

Echantillon	La cohésion C_{ech} (KN/m ²)
Eprouvette N° 1	58,55.10 ²
Eprouvette N° 2	55,83.10 ²

V.2.4. Angle de frottement interne de l'échantillon (φ_{ech}):

Pour déterminer l'angle de frottement interne d'un échantillon on utilise la relation suivante :

$$\varphi_{ech} = \text{arc sin} \frac{R_c - 4R_t}{R_c - 2R_t}$$

Les valeurs obtenues de (φ_{ech}) sont indiquées dans le tableau V.5.

Tableau V.5. Valeurs obtenues de (φ_{ech}).

Echantillon	Angle de frottement interne φ_{ech} (degré)
Eprouvette N° 1	48,59
Eprouvette N° 2	48,59

V.2.5. Calcul de la fissuration des roches :

Pour le calcul du coefficient de fissuration, nous avons mesuré le nombre de fissures sur une longueur (L) égal à un mètre. Pour plus de précision, nous avons effectué une mesure sur chaque un des gradins (3, 4, 5, 6).

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau V.6.

Tableau V.6 : La fissuration des gradins.

N° de gradin	3	4	5	6	Moyenne
Nombre de fissure	8	6	9	8	7,75

D'après les résultats obtenus, on peut estimer le coefficient de fissuration on utilisant la formule I.14.

$$I_D = \frac{L}{m}$$

La valeur obtenue du coefficient de fissuration est $I_D = 0,13$.

On se référant au tableau I.1 (chapitre I généralités sur les massifs rocheux) qui donne une classification des roches en fonction des valeurs des indices de discontinuités, on peut dire que la densité des discontinuités dans la carrière du Djebel Medjounès est forte (classe ID 3).

V.2.6. Détermination des caractéristiques mécaniques du massif rocheux :

V.2.6.1. La cohésion du massif rocheux (c_{mc}):

La cohésion du massif est obtenue de celle de la roche en lui affectant les facteurs de correction comme suit :

$$C_{mc} = C_{ech} * I_D * b * c$$

Où :

I_D : Coefficient de fissuration du massif rocheux ;

b : Coefficient de la diminution de la cohésion du massif à cause de son contact à l'eau (humidité, altération), $b = 0,2$ à 1 , on prend $b = 0,6$;

c : Coefficient de la diminution de la cohésion à cause du temps, il varie entre $0,7$ à $0,8$, on prend $c = 0,75$;

C_{ech} : Cohésion d'un échantillon.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau V.7.

Tableau V.7 : Valeurs de la cohésion des massifs rocheux.

	La cohésion de massif rocheux C_{mc} (KN/m²)
Eprouvette N° 1	3,43.10 ²
Eprouvette N° 2	3,27.10 ²
Moyenne	3,35.10 ²

V.2.6.2. Angle de frottement interne du massif rocheux (φ_{mc}):

L'angle de frottement interne du massif rocheux est donné par la relation :

$$\varphi_{mc} = \mu * \varphi_{ech}$$

Avec :

φ_{ech} : Angle de frottement interne de l'échantillon en degré ;

μ : Coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne.

Généralement, la valeur du coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne est prise égale à 0,8. ($\mu=0,8$).

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau V.8.

Tableau V.8 : Angle de frottement interne des massifs rocheux (calcaire).

	Angle de frottement interne du massif rocheux φ_{mc} (°)
Eprouvette N° 1	38,87
Eprouvette N° 2	38,87
Moyenne	38,87

V.3. Propriétés mécaniques de la marne du gisement :

Vu le manque de moyen pour réaliser les essais qui nous permettent d'avoir les propriétés mécaniques des marnes du gisement, nous avons dû utiliser des valeurs théoriques approprié a la marne.

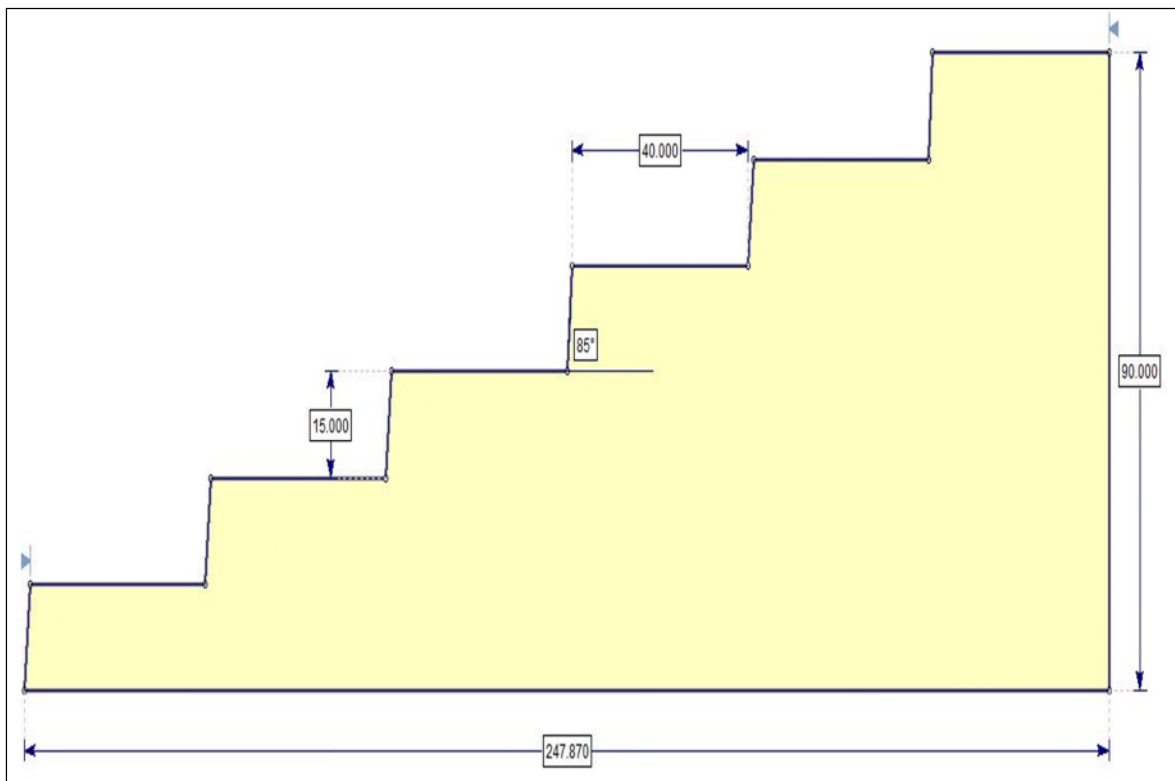
Les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement de la marne sont citées dans le tableau V.9.

Tableau V.9 : La cohésion et l'angle de frottement du massif marneux. [20]

Cohésion du massif marneux C_{ma} (KN/m ²)	Angle de frottement du massif marneux ϕ_{ma} (°)
200	27

V.4. Analyse de la stabilité :

Le domaine étudié s'étend sur une largeur d'environ 248m, de hauteur de 90m. Il est constitué de six gradins dont la largeur de la plate-forme de travail et l'angle d'inclinaison de chaque un respectivement est de l'ordre de 40 m et 85°. Le modèle n'est pas influencé par la nappe d'eau. (Figure V.2).

**Figure V.2** : Géométrie du modèle étudié.

V.4.1. Calcul du coefficient de sécurité:

Le calcul du coefficient de sécurité a été réalisé à l'aide du logiciel Slide (annexe 5), qui permet de déterminer F_s en utilisant les méthodes d'équilibres limites (méthodes déterministes). Il suffit d'introduire les paramètres mécaniques (c et ϕ) du massif rocheux, les coordonnées (X , Y), les paramètres géométriques du modèle à étudier ainsi que le niveau de la nappe d'eau. Les méthodes utilisées sont : (Bishop simplifié, Junbu simplifié).

Nous calculons le coefficient de sécurité pour un nombre suffisant de cercles. Le coefficient de sécurité réel du massif est celui qui correspond au cercle donnant la valeur minimale de F_s . Le tableau (V.10) nous donne les valeurs de F_s pour le cercle critique trouvé (annexe 3 et 4).

Tableau V.10 : Valeurs des coefficients de sécurité pour les deux méthodes.

Méthode	Bishop simplifié	Junbu simplifié
F_s	4.724	4.305

D'après les résultats obtenus, on remarque que F_s est supérieur à 1,5. Le massif qui constitue les gradins de la carrière est donc stable.

V.4.2. Influence de la cohésion et de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité :

Pour faire l'étude de sensibilité des paramètres de cohésion et d'angle de frottement interne sur F_s , vu que l'étendue et l'épaisseur des couches marneuses sont négligeables par rapport aux couches calcaires, nous avons supposé le massif est constitué d'une couche de calcaire seulement, les résultats trouvés sont cités dans le tableau V.11.

Tableau V.11 : Effet de la cohésion et l'angle de frottement sur F_s .

$\varphi=38.87^\circ$			$C=335 \text{ KN/m}^2$		
C (KN/m^2)	F_s Bishop	F_s Junbu	φ ($^\circ$)	F_s Bishop	F_s Junbu
230	3.949	3.787	18	3.071	2.808
260	4.312	3.954	25	3.582	3.270
350	4.857	4.440	35	4.400	4.023
450	5.442	4.975	50	5.767	5.571

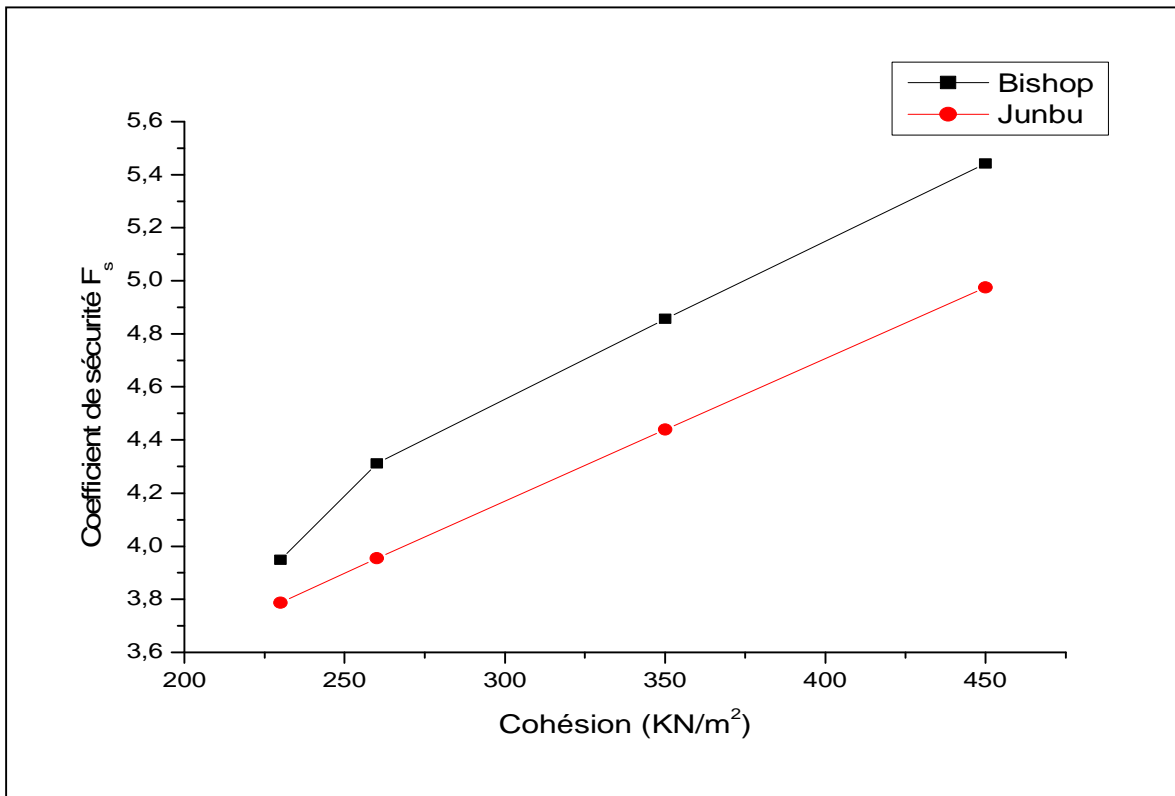


Figure V.3 : Variation de F_s en fonction de Cohésion pour $\varphi=38.87^\circ$.

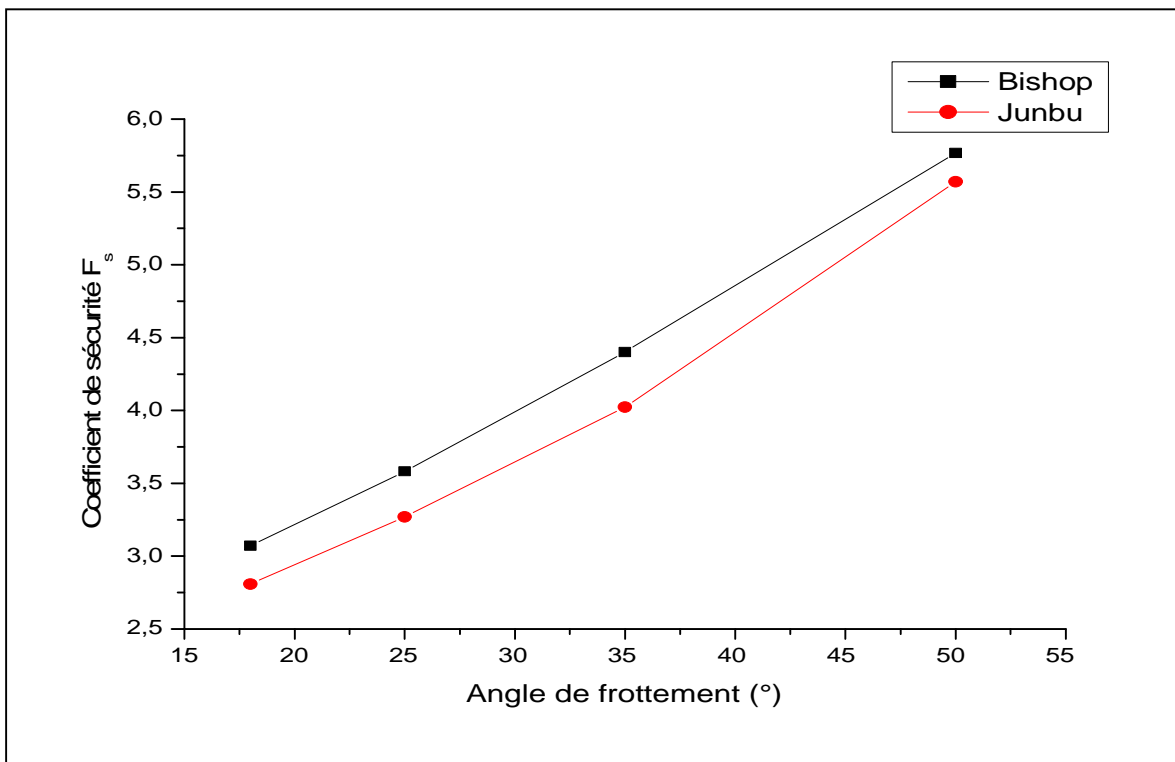


Figure V.4 : Variation de F_s en fonction de l'angle de frottement pour $C=335 \text{ KN/m}^2$.

V.4.3. Influence des charges verticales sur le coefficient de sécurité :

Dans ce cas, on fait varier les charges (appliqués le long des plates-formes de travail des gradins) et on fixe les autres paramètres (c , ϕ , α , H_g). Les résultats obtenus pour le coefficient de sécurité sont regroupés dans le tableau V.12.

Tableau V.12 : Effet de charge sur F_s .

Charge (KN/m ²)	F_s Bishop	F_s Junbu
100	3.218	3.250
200	2.164	2.164
400	1.397	1.397
700	0.987	0.982

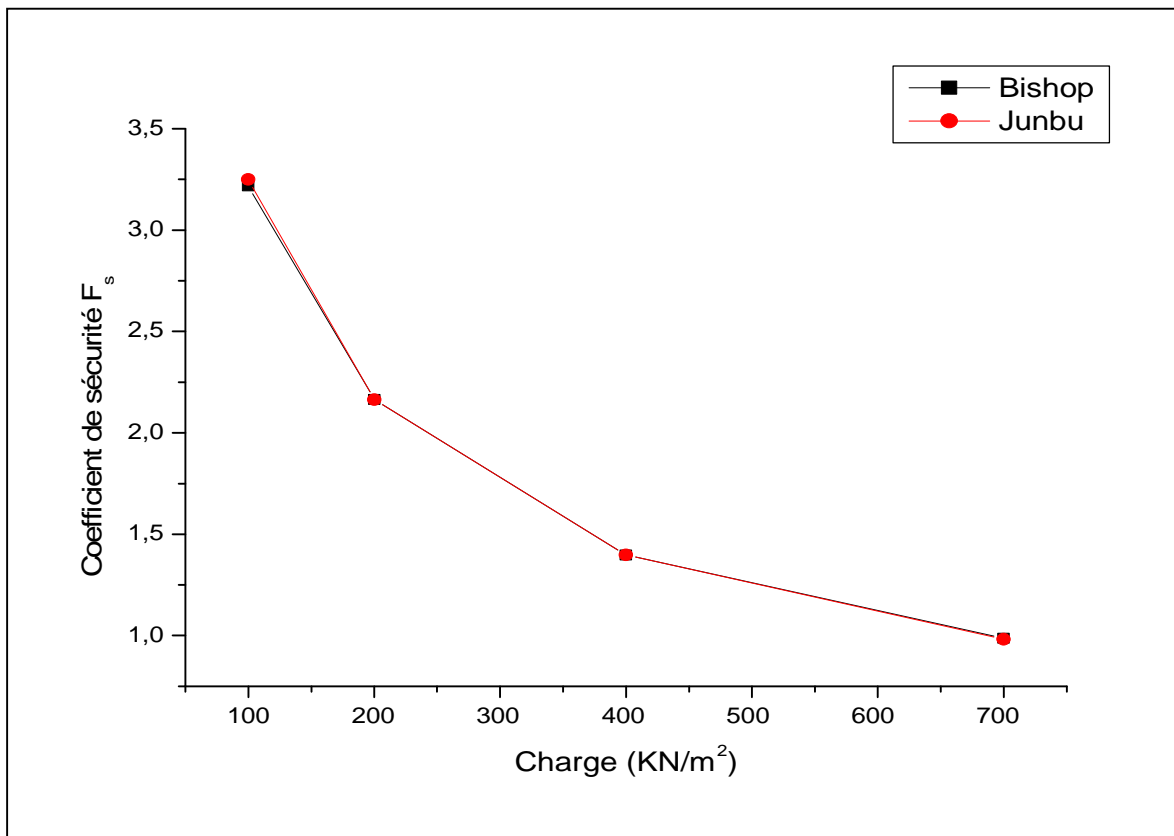


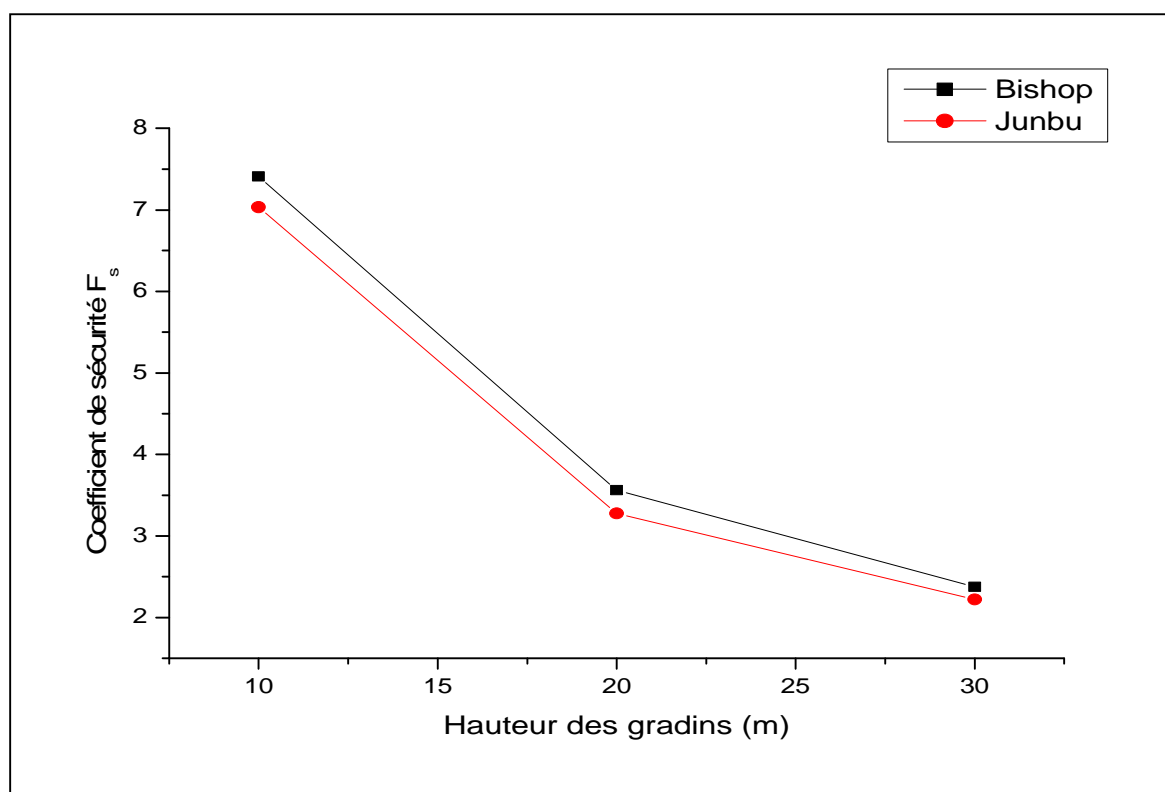
Figure V.5: Variation du coefficient F_s en fonction des charges appliquées.

V.4.4. Influence de la hauteur des gradins (H_g) sur le coefficient de sécurité (F_s) :

Pour analyser l'influence de la hauteur des gradins sur F_s , nous avons maintenu tous les paramètres constants et nous changeons la hauteur des gradins. Les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau V.13.

Tableau V.13 : Influence de la Hauteur des gradins sur F_s .

Hauteur de gradin (mètre)	F_s Bishop	F_s Junbu
10	7.409	7.033
20	3.561	3.276
30	2.376	2.224

**Figure V.6**: Variation du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur des gradins.**V.4.5. Influence de l'angle des talus sur le coefficient de sécurité (F_s) :**

Dans ce cas, nous varions l'inclinaison des talus tout en gardant les autres paramètres fixes, les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.14 : Influence du talutage des gradins sur F_s .

Angle des talus ($^{\circ}$)	F_s Bishop	F_s Junbu
90	4.680	4.275
80	4.795	4.440
70	5.059	4.662

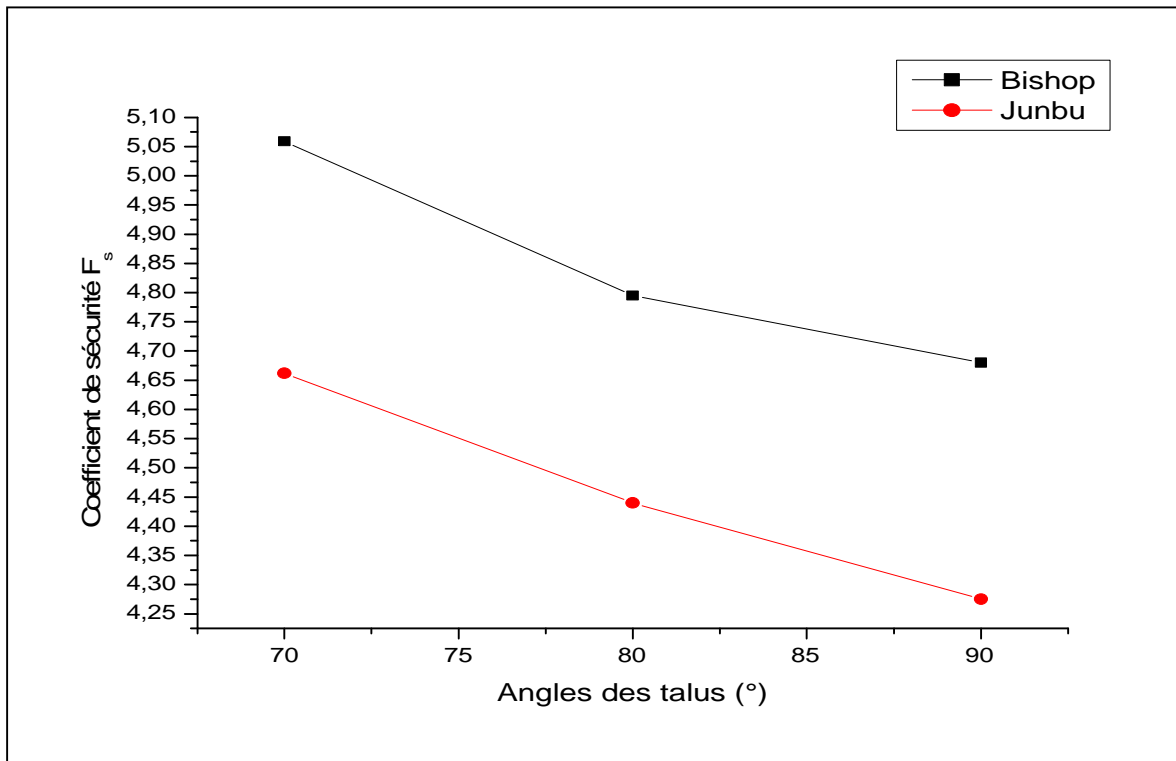


Figure V.7: Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle des talus.

V.4.6. Interprétation des résultats :

D'après les résultats obtenus précédemment, on peut tirer les remarques suivantes :

- ✓ La valeur du coefficient de sécurité diminue dans les cas suivant :
 - Augmentation de la hauteur des gradins. La valeur minimale de F_s trouvée est $F_{s \text{ Bishop}} = 2.376$, $F_{s \text{ Junbu}} = 2.224$, pour $H_g = 30\text{m}$.
 - Augmentation des angles des talus des gradins, La valeur minimale de F_s trouvée est $F_{s \text{ Bishop}} = 4.680$, $F_{s \text{ Junbu}} = 4.275$, pour $\alpha = 90^\circ$.
 - Augmentation des charges verticales exercées le long des plates formes de travail des gradins, La valeur minimale de F_s trouvée est $F_{s \text{ Bishop}} = 0.987$, $F_{s \text{ Junbu}} = 0.982$, pour une charge $F_v = 700\text{KN/m}^2$.
- ✓ La valeur du coefficient de sécurité augmente dans les cas suivant :
 - Augmentation de la valeur de la cohésion, La valeur minimale de F_s trouvée est $F_{s \text{ Bishop}} = 3.949$, $F_{s \text{ Junbu}} = 3.787$, pour $C = 230 \text{ KN/m}^2$.
 - Augmentation de la valeur de l'angle de frottement, La valeur minimale de F_s trouvée est $F_{s \text{ Bishop}} = 3.071$, $F_{s \text{ Junbu}} = 2.808$, pour $\phi = 18^\circ$.
- ✓ Le résultat obtenu du facteur de sécurité F_s avec la méthode de Bishop est supérieur à celui obtenu avec la méthode de Janbu. Cela se justifie par le fait que la méthode de Bishop simplifiée néglige les forces verticales entre les tranches

dans les calculs alors que la méthode de Janbu est plus précise et donne un facteur de sécurité plus faible. De plus, Bishop donne seulement une équation d'équilibre des moments et ignore l'équilibre des forces actives et résistantes dans le glissement.

Conclusion :

Après avoir calculé le coefficient de sécurité approprié à la carrière d'Ain El Kebira, nous constatons que les talus de cette dernière sont très stables.

Notre but de faire varier les paramètres influençant la valeur du coefficient de sécurité est d'analyser le plus pire des cas possibles concernant la stabilité des talus de la carrière de Djebel Médjounès.

Pour avoir un coefficient de sécurité inférieur à 1,5, la charge que nous devons appliquer sur les plates-formes de travail des gradins est supérieure ou égale à 400 KN/m^2 , ce qui est loin d'être le cas de la carrière de Djebel Médjounès puisque les charges appliquées par les engins circulants le long des plates-formes de travail sont beaucoup inférieure de cette valeur.

CONCLUSION GÉNÉRALE

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 la carrière d'Ain El Kebira, on doit d'abord procéder à la connaissance de diverses informations, telles que la structure des massifs rocheux, les différents types de mouvements de terrains, les conditions géologiques, hydrogéologiques et minières de la carrière et 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 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 se 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 calcaire d'Ain El Kebira est composé de deux couches principales en alternance (calcaire et marne), sans être influencé par une nappe d'eau.

- ✓ La valeur du coefficient de sécurité adaptée pour la carrière d'Ain El Kebira est supérieur à 1,5 ($F_{s \text{ Bishop}} = 4.724$, $F_{s \text{ Junbu}} = 4.305$), les talus sont stable, étant donné les propriétés mécaniques du calcaire (résistance à la compression élevée, cohésion élevée).
- ✓ Après avoir analysé le plus pire des cas possibles concernant la stabilité des talus de la carrière de Djebel Médjounès, on fait varier les paramètres influençant la valeur du coefficient de sécurité, on peut dire que les talus de la carrière ne courent aucun risque d'instabilité vis-à-vis un glissement circulaire.

RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- [1]. Martin, François, [2012], «Mécanique des roches et travaux souterrains », Cachan, huitième édition.
- [2]. HOANG, Thi Thanh Nhan, [2010], « Etude du comportement d'un milieu rocheux fracturé », Thèse doctorat de l'école des ponts ParisTech.
- [3]. TAHIRI, Abdelouahed, [1992], « Modelisation des massifs rocheux fissures par la methode des elements distincts », Thèse doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [4]. POROKHOVOÏ, Evgueni , [1995], « Stabilité à long terme des talus de mines à ciel ouvert dans les massifs de roches basiques et ultrabasiques », Thèse doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [5]. Françoise Homand et Pierre Duffaut, [2000], « Manuel de mécanique des roches », Les presses de l'école des Mines Paris.
- [6]. Amrani.S, [2011], « Etude de stabilité des talus de la carrière de Meftah (Blida) », Mémoire de fin d'étude, Ecole national polytechnique.
- [7]. DJARFOUR Djaâfar, [2006], « Projet d'extension de la carrière d'agrégats de calcaire de Djebel Sadjar Ain Smara, W. Constantine », Mémoire de fin d'étude, Ecole national polytechnique.
- [8]. M'zoughem.K et Chenafa.W, [2006], « Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière d'Ain El Kebira », Mémoire de fin d'étude, Université D'Annaba.
- [9]. Ladghem Chikouche Fadhila, [2009], « Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres », Mémoire de magister, Université de M'sila.
- [10]. G. Philipponat et Bertrand Hubert [2003], « Fondation et ouvrages en terre », édition Eyrolles.

- [11]. Elkhir Ahmed et Yahiaoui Kafia, [2012], « Etude numérique et confortement d'un glissement de terrain », Projet de fin d'étude, Ecole national polytechnique.
- [12]. Lebbad Salah Eddine, [2010], « Etude d'un glissement de terrain sur la RN 24 PK 113+500, Wilaya de Boumerdes », Projet de fin d'étude, Ecole national supérieure des travaux public.
- [13]. Astrid, Leutwiler, [2009], « Processus de glissement de terrain », Office fédéral de l'environnement (OFEV), Confédération suisse.
- [14]. Hammadi, Younes, [2011], « Cartographie Géotechnique, des Risques de Glissements (CRG) et de Risques d'Inondations (CRI) de la ville de Bejaia », Mémoire de magister, Université de Bejaia.
- [15]. BENAZZOUZ Mohamed Tahar et BOUREBOUNE L, « Evaluation du risque des glissements de terrain en milieu urbain appliquée a la ville de Constrantine: les causes et les conséquences », Stratégies de Prévention et de Protection, Université de Constantine et d'Oum El Bouaghi.
- [16]. Plan d'exploitation 2014 de la carrière d'Ain El Kebira.
- [17]. Mohamed Khemissa, [2006], « Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes », Laboratoire de Développement des Géomatériaux, Université de M'sila.
- [18]. M.C Bouraiou, [2000], « Stabilité des pentes et des talus », Organisme national de contrôle technique de la construction de l'est C.T.C-EST.
- [19]. Jean-Pierre Masekanya, [2008], « Stabilité des pentes et saturation partielle, Etude expérimentale et modélisation numérique », Thèse doctorat, Université de Liège.
- [20]. Gadri et Al, [2012], «study of fractured rock masses deformation in Boukhadra (Tebessa) underground mine empirical and numerical approach (N-E Algeria) », Journal of Geology and mining Research.

ANNEXES

Annexe 1 : Rapport d'essai de compression sur carottes

	SNC LTNC NAOUÏ & CIE
	LABORATOIRE TECHNIQUE DES NOUVELLES CONSTRUCTIONS
	Bat « C », Cité 50/950 Logis BERCHICHE EL KSEUR
	DIRECTION GENERALE D'EL KSEUR
	TEL/FAX : 034 25 32 92 Mobile : 0661 25 32 92 ou 0661 25 32 93

Décision ministérielle N° : 090 du 15/05/2007

RAPPORT D'ESSAI DE COMPRESSION SUR CAROTTES

Selon NF EN 12504 -1 Aout 2000

Dossier N° :	BC N° :	Du :
Client :		
Projet : Etude de la stabilité des talus de AIN K'BIRA		
Lieu : SETIF (W) SETIF		

Dimension Max. des Granulats (mm) : roche	Date de Prélèvement : 05/06/2015
Presse : CONTROLAB	Méthode de préparation des Carottes : Avec surfaçage A

Les Carottes son Prélevées : Laboratoire

Date d'Essai : 07/06/2015

Désignation	Dimensions (mm)		H/D	Poids (Kg)	Densité (t/m ³)	Compression (carotte)		Observation
	H	D				Charge (KN)	R.C Φ mm (Mpa)	
ROCHE								
EPROUVETTE N° 01	188	94	2,00	3,370	2,582	215	30,97	
EPROUVETTE N° 02	188	94	2,00	3,200	2,452	205	29,53	

Le Chargé d'Essai



Le Chef de Service

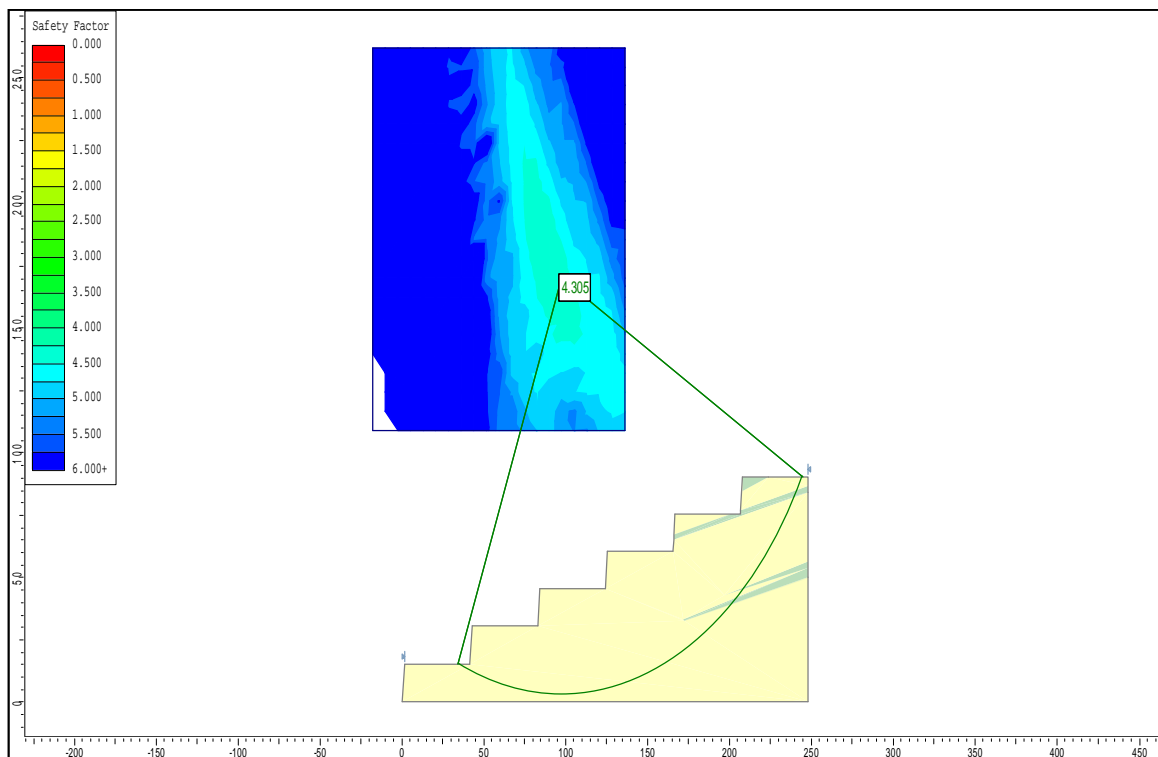


**Gérant
HADDI**

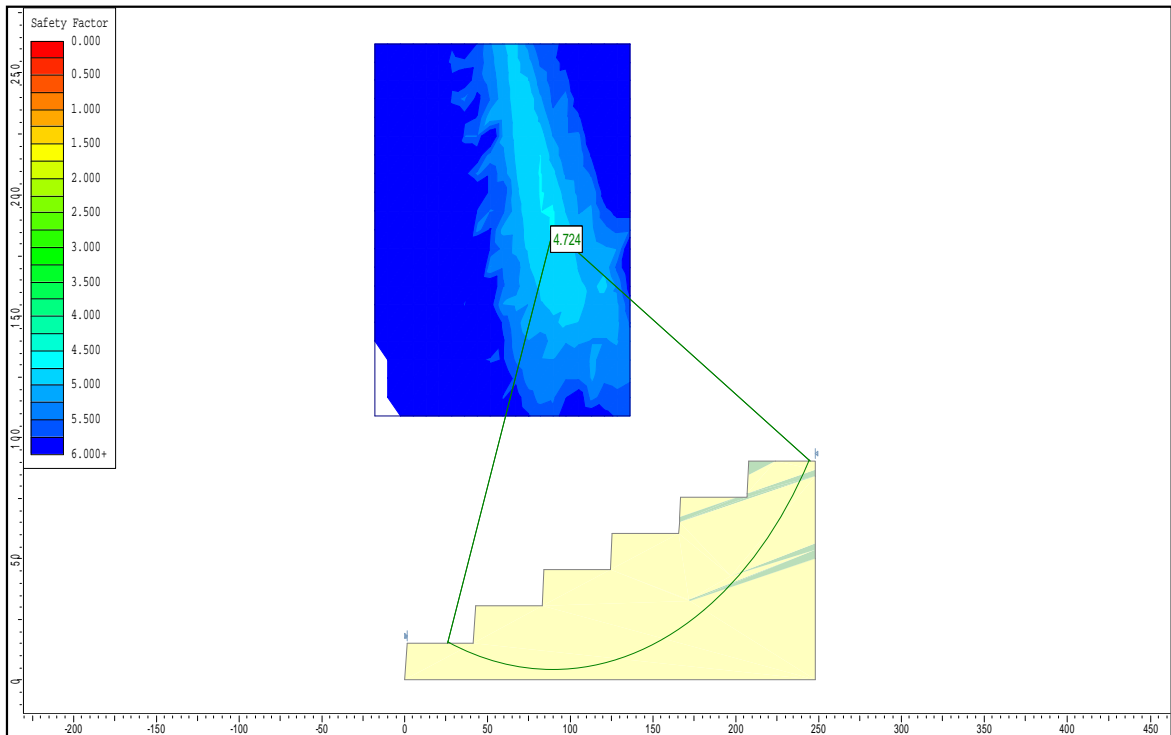
Annexe 2 : Prélèvement des carottes à partir de la roche calcaire



Annexe 3 : Résultat du coefficient de sécurité F_s trouvé par le logiciel Slide (méthode de Junbu simplifié)



Annexe 4 : Résultat du coefficient de sécurité F_s trouvé par le logiciel Slide (méthode de Bishop simplifié)



Annexe 5 : Présentation du logiciel utilisé (Slide)

Le logiciel Slide est utilisé pour le calcul de la stabilité des talus en utilisant les méthodes d'équilibre limite. Il est facile à manipuler et efficace au même temps.

Pour exécuter le programme Slide modèle, on double-clique sur le bouton gauche de la souris sur l'icône "Slide", ou bien dès le départ : menu démarrer/programmes/RocsienceSlide 6.0.

5.1. Fonctionnement du logiciel :

5.1.1. Project setting (paramètres de projet) :

La boîte de dialogue "paramètres du projet" est utilisée pour configurer l'analyse principale pour le modèle à étudier, comme la direction du modèle, les unités de mesure, les méthodes d'analyse et les paramètres des eaux souterraines. Nous allons jeter un œil sur la boîte de dialogue.

Sélectionner : analysis/project setting.

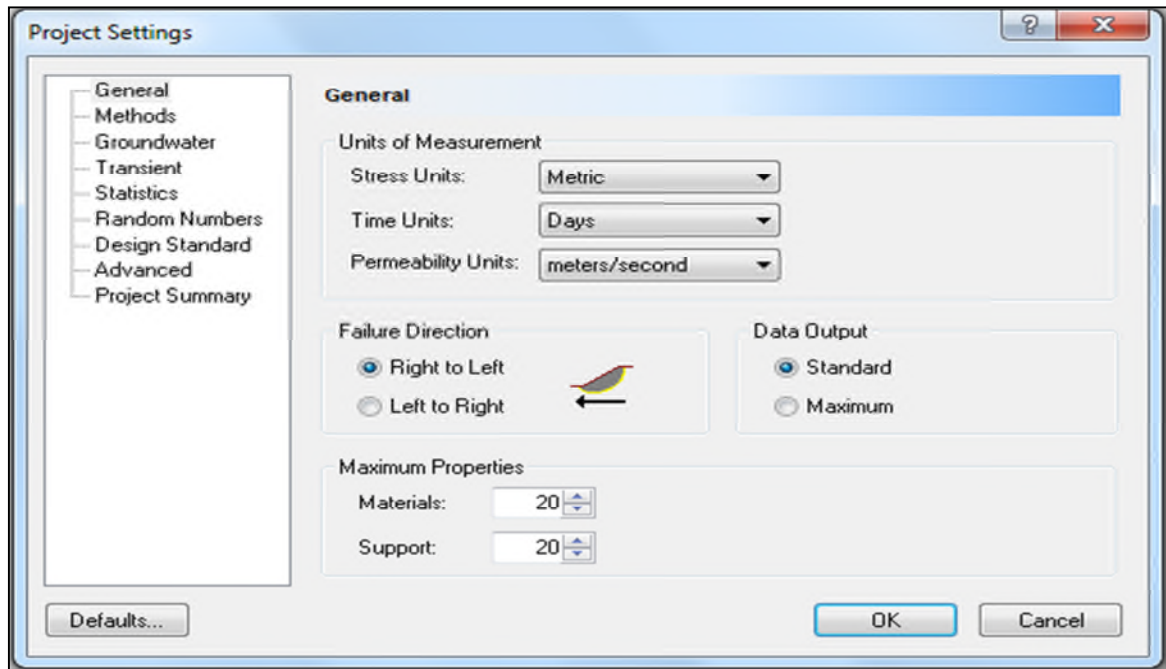



Figure 5.1 : boîte de dialogue Paramètres.

5.1.2. Entering boundaries (Limites externes):

La frontière externe dans le dispositif est une polygone englobant la région de sol que vous souhaitez analyser. Pour ajouter la frontière externe, sélectionnez :

 Boundaries/AddExternalBoundary.

Les coordonnées des limites externes sont entrées dans la case en bas à droite de l'écran.

5.1.3. Slip surface (Surface de glissement) :

Slide peut analyser la stabilité vis-à-vis un glissement soit circulaire ou non circulaire.

Pour choisir le type de surface de glissement à analyser, sélectionnez :

Surfaces/Surfaces options...

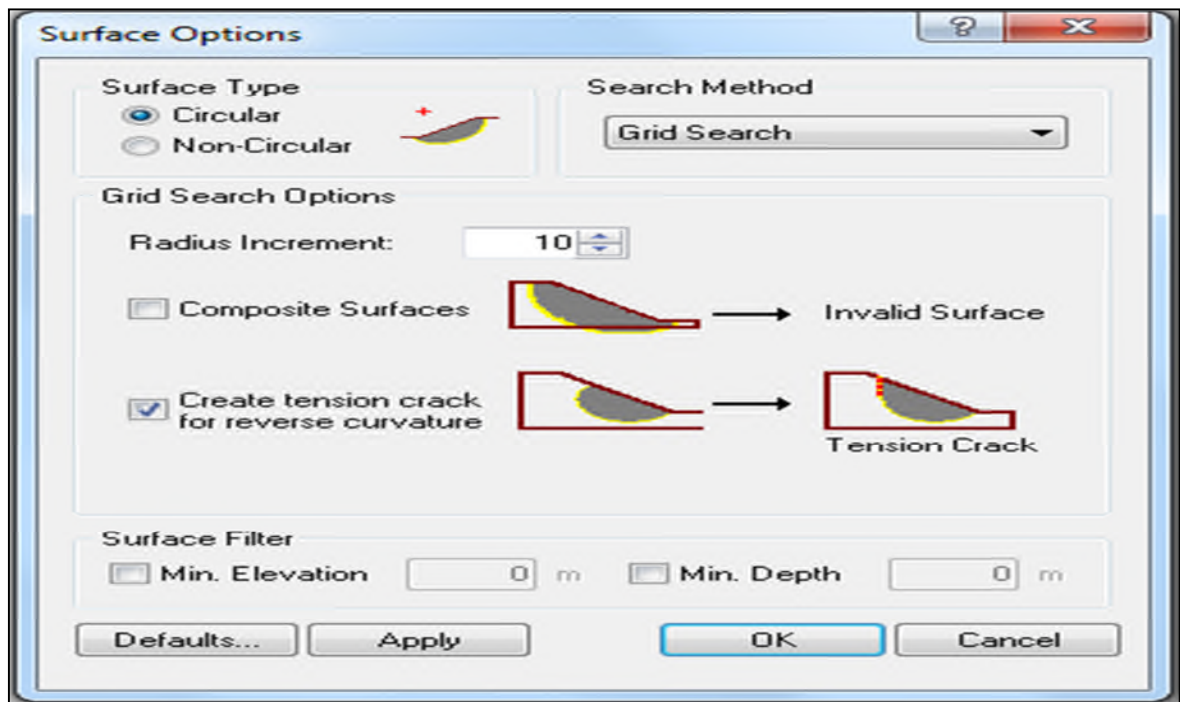


Figure 5.2 : boîte de dialogue de surface option.

Pour calculer F_s pour un nombre suffisant de cercles, sélectionnez :

- Auto grid et choisissez le nombre d'intervalle pour X et Y.

Propriétés (Propriétés) : Maintenant, nous allons définir les propriétés des matériaux, sélectionner :

- Proprieties/ DefineMaterials.

Dans la boîte de dialogue "définir les propriétés des matériaux", on saisie les paramètres appropriés au premier matériau, ensuite, sélectionner le deuxième matériau et lui donner ses paramètres et ainsi de suite. Une fois terminé la saisie des propriétés, on clique sur OK.

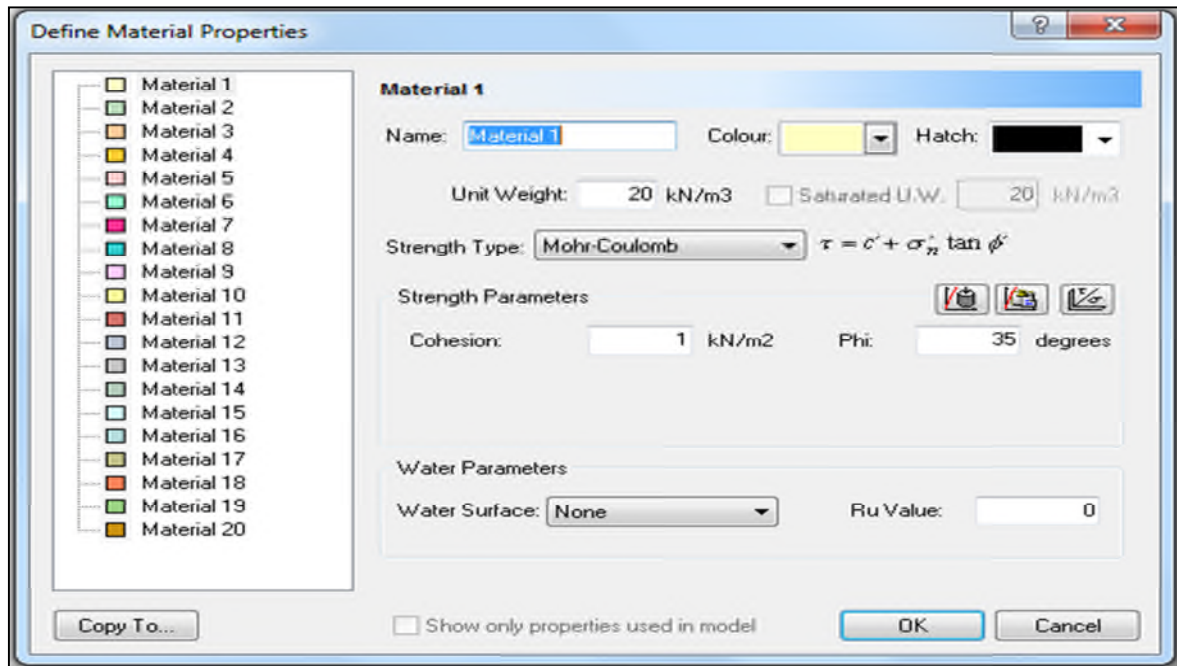


Figure 5.3 : boîte de dialogue des propriétés des matériaux.

5.1.4. AddMaterialsBoundaries (Ajouter une limite matériau) :

Limite matériau est utilisé pour définir les limites entre les différentes couches stratigraphiques situé à l'intérieur de la frontière externe. Pour définir l'emplacement d'une couche, sélectionnez :

Boundaries/AddMaterialBoundary.

Pour introduire à une couche ses caractéristiques, on clique sur le bouton droit de la souris et on sélectionne "AssignMaterials"

Water Table Line (Ajouter une table eau) :

Pour ajouter le niveau d'une nappe d'eau quelconque, sélectionnez :

Add Water Table Line.

5.1.5. Compute (Calcul):

Avant que vous analysiez votre modèle, vous devez d'abord l'enregistrer. Pour analyser votre modèle, sélectionnez :

Analysis/Compute.

5.1.6. Interpret (Interprétation):

Pour afficher les résultats de l'analyse, sélectionnez :

Analysis/Interpret.

Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité des talus de la carrière d'Ain El Kebira (Sétif), il a été utilisé un logiciel de calcul de stabilité bien adapté aux problèmes de glissement, 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 terrains constitutifs ainsi que de la coupe géologique du gisement. Les méthodes de calcul utilisées sont : méthode de Bishop simplifiée et Junbu simplifiée.

Les résultats obtenus du coefficient de sécurité indique que le massif constituant les gradins de la carrière 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 Junbu simplifiée – Coefficient de sécurité –Calcaire– Carrière d'Ain El Kebira – Sétif.

Abstract

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

The results of the safety factor indicates that the massif constituting the quarry tiers 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 quarry (slope height, slope angle, cohesion and friction angle).

Key words: Slope stability – Slide – Bishop simplified method – Junbu simplified method – Safety factor – Limestone – Quarry Ain El Kebira - Sétif.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة درجة استقرار منحدرات محجرة عين الكبيرة بولاية سطيف لتنفيذ هذه الدراسة تم استخدام المبرمج الذي يتكيف مع هذا النوع من الحوادث المألوفة في المنحدرات الأرضية.

اعتمادا على هذا الأخير تم الحصول على نموذج إيداع الحجر الكلسي المتواجد بعين الكبيرة باستخدام الخصائص الفيزيائية والميكانيكية للمواد المشكلة للحقل والقطعة الجيولوجية للمحجرة واستعملنا طريقتي جانبو و بيشوب المبسطة لحساب توازن المنحدرات. الدراسة اظهرت ان منحدرات محتجر عين الكبيرة متوازنة نظرا للقيم العالية لمعامل الامن التي تم حسابها و لتغييرات هذا المعامل بالنسبة الى العوامل المنجمية و الميكانيكية للمحتجر (ارتفاع المنحدرات، زاوية ميل المنحدرات ، التماسك و زاوية الاحتكاك الداخلية) .

الكلمات الرئيسية: توازن المنحدرات - سلايد - طريقة بيشوب المبسطة - طريقة جانبو المبسطة - معامل الأمن - الكلس - محجرة عين الكبيرة - سطيف.

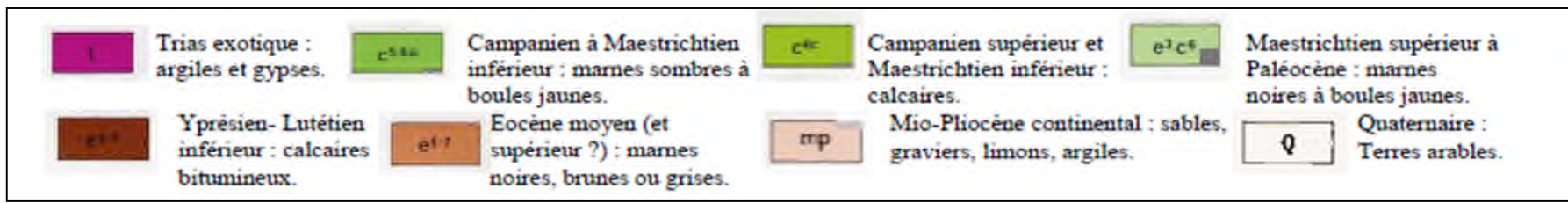
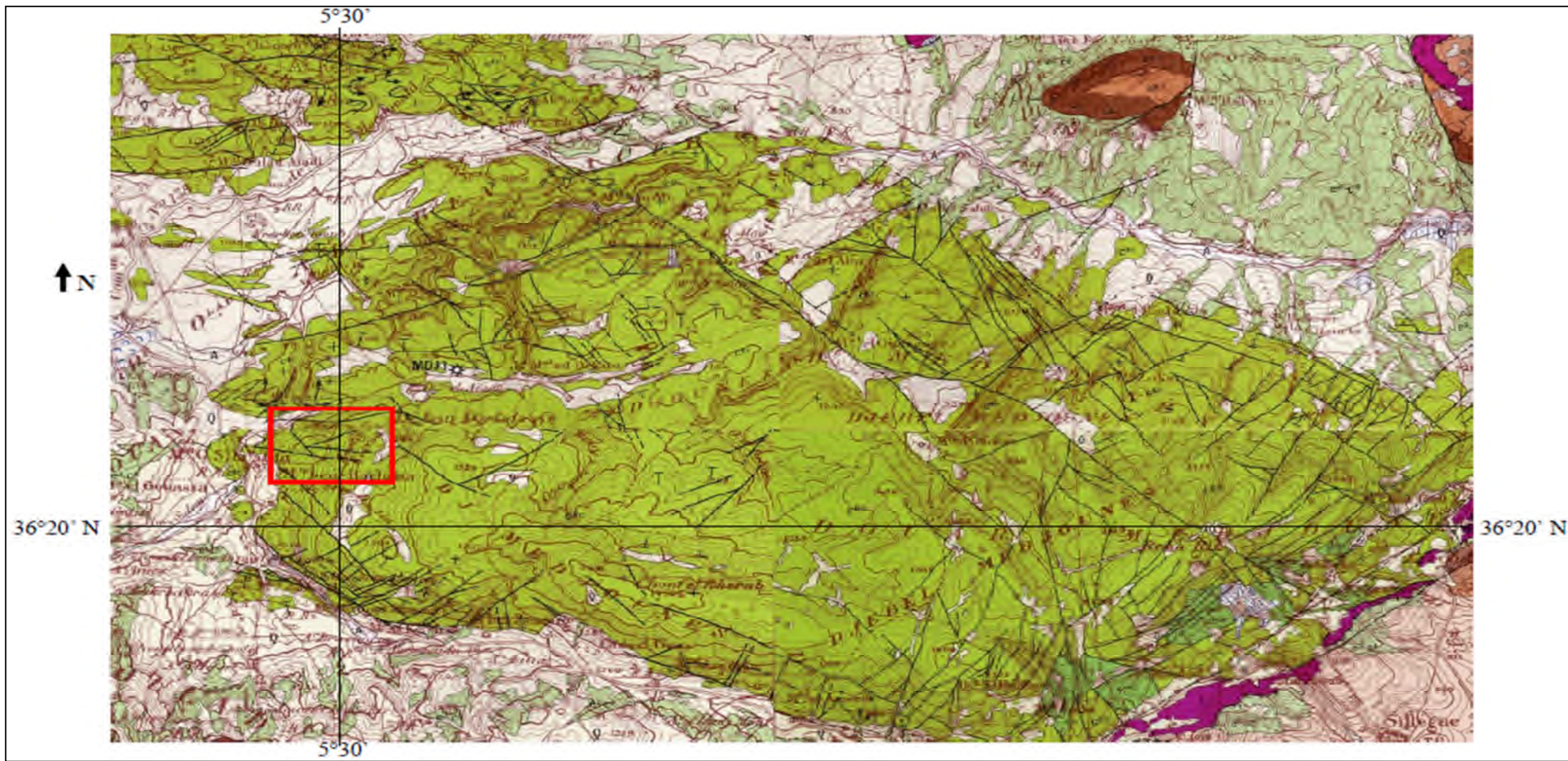
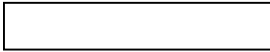
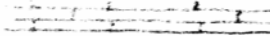
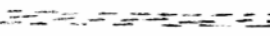
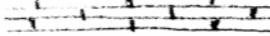
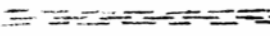
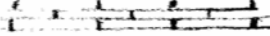

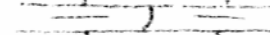


Figure III.2. Carte géologique du Djebel Medjounès, et localisation du gisement de calcaire (d'après Carte Géologique de l'Algérie au 1/50000)



Zone d'exploitation des calcaires.

N° de couche **genre et désignation de la couche ou de l'ensemble de couche**

14		<i>Couche de débris</i>
7		<i>Calcaire principal supérieur</i>
6		<i>Roche marneuse intercalée supérieur</i>
5		<i>Calcaire principale du milieu</i>
4		<i>Roche marneuse intercalée inférieur</i>
3		<i>Calcaire principal inférieur</i>
2		<i>Série principale du milieu de roche marneuse</i>
1		<i>Séries sous-jacente de calcaire et de roche marneuse</i>

 **Zone d'exploitation du calcaire.**

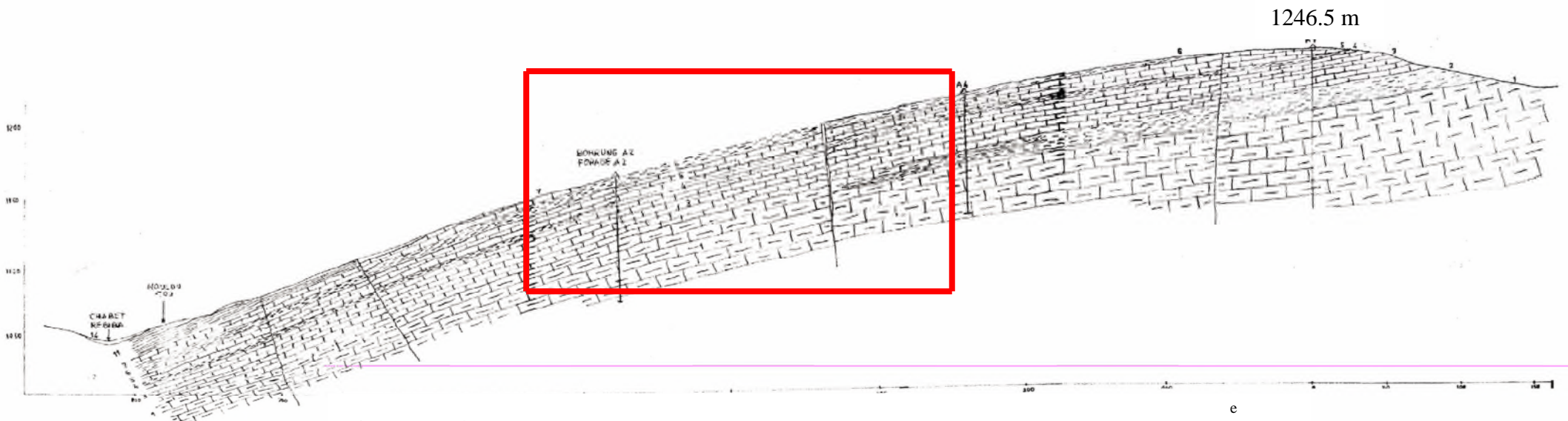


Figure III. 4. Coupe géologique du gisement calcaire de Djebel Medjounés. Echelle : 1/1250