



Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département des Mines et géologie

Memoire de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Mines

Option : Exploitation Minière

Présenté par

Mr OUAGUENI Amine

Mr RAHMI Laifa

Thème

***Caractérisation d'un massif rocheux et étude
de stabilité cas de la mine de Boukhadra
-Tébessa-***

Soutenu le 30 / 06 /2016 devant le jury composé de:

Président:Mr DJEMA A.	MAA	U.A.M. BEJAIA.
Promotrice:Mme KAMLI O.	MAA	U.A.M. BEJAIA.
Examineur: Mr GUELMAMI A.	MAB	U.A.M. BEJAIA.

Année Universitaire: 2015-2016

Remerciements

On rend grâce au dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

On désire adresser, un merci tout particulier, à notre promotrice Mme KAMLI Ouarda, pour ses pertinents et judicieux conseils tout au long de notre travail.

Nos remerciements vont également à les membres du jury qui ont accepté d'examiner et d'évaluer ce travail.

Nos remerciements vont également à tout le personnel du laboratoire SNC LTNC & CIE et du Laboratoire des Travaux Publics de l'Est (LTPE, Bejaïa).

Un grand merci pour le personnel technique de la mine de Boukhadra.

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

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

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail
A ma mère et mon père pour leurs sacrifices,
soutien et encouragements,
A mes frères et mes sœurs que j'adore,
A mes ami(e)s et mes camarades.*

Amine



*Je dédie ce modeste travail
A ma mère et mon père pour leurs sacrifices,
soutien et encouragements,
A mes frères et mes sœurs que j'adore,
A mes ami(e)s et mes camarades.*

Laifa



I.3.2.6. La résistance à la traction	21
I.3.2.7. La résistance au cisaillement.....	22
I.4. Conclusion	26

Chapitre II : Les systèmes de classification des massifs rocheux

II.1. Introduction.....	27
II.2. L'apport des systèmes de classifications des massifs rocheux	27
II.3. Les systèmes de classification des massifs rocheux	28
II.3.1. RQD (Rock Quality Designation)	30
II.3.1.1. Principe de calcul du RQD.....	30
II.3.1.2. Les inconvénients du système RQD	31
II.3.2. Le Rock Mass Rating (RMR).....	32
II.3.2.1. Principe de calcul du RMR	32
II.3.3. Le Q-system.....	35
II.3.4. Le Geological Strength Index (GSI)	37
II.3.5. Systèmes du SMR (Slope Mass Rating).....	38
II.3.6. Méthode des abaques de stabilité (méthode de Mathews).....	41
II.4. Commentaires sur les systèmes de classification	42
II.5. Conclusion	43

Chapitre III : Instabilités des talus et méthodes d'analyse

III.1. Introduction.....	44
III.2. Facteurs influençant la stabilité	44
III.2.1. Les facteurs internes	44
III.2.2. Les facteurs externes	45
III.3. Facteurs influençant la stabilité dans le domaine minier.....	45
III.3.1. La hauteur des gradins.....	45
III.3.2. La nature des terrains	46
III.3.3. L'eau souterraine.....	46
III.3.4. La méthode et les phases d'exploitation	46
III.3.5. La géométrie.....	46
III.4. Description des mouvements de terrains	47

III.4.1. Les mouvements lents et continus	48
III.4.1.1. Les affaissements	48
III.4.1.2. Les tassements	48
III.4.1.3. Fluage et solifluxion	48
III.4.1.4. Phénomènes de retrait gonflement des argiles.....	49
III.4.1.5. Les glissements	50
III.4.2. Les mouvements rapides	56
III.4.2.1. Les écroulements	56
III.4.2.2. Les éboulements	57
III.4.2.3. Les coulées.....	57
III.4.2.4. Les effondrements	58
III.5. Principe de l'évaluation de la stabilité	60
III.6. Le choix du type de méthode de calcul	61
III.6.1. Les méthodes d'équilibre limite	62
III.6.1.1. Principe des méthodes d'équilibre limite	62
III.6.1.2. Méthode de Fellenius (1936).....	63
III.6.1.3. Méthode de Bishop simplifiée (1954)	65
III.6.1.4. Méthode de Janbu (1956)	66
III.6.1.5. Les inconvénients de la méthode d'équilibre limite	68
III.6.1.6. Présentation du logiciel Slide	68
III.6.2. La méthode des éléments finis	73
III.6.3. La méthode des abaques	74
III.6.3.1. L'abaque de Hoek.....	74
III.7. Conclusion	76

Chapitre IV : Conditions géologiques et minières de gisement

IV.1. Introduction	78
IV.2. Historique de la mine	78
IV.3. Situation géographique	79
IV.4. Aperçu géologique du gisement de Boukhadra	80
IV.4.1. Géologie régionale	80
IV.4.2. Géologie du site	82
IV.4.3. Stratigraphie	82

IV.4.4. Tectonique.....	85
IV.4.5. Géomorphologie	85
IV.5. Aperçu Hydrologie et hydrogéologique de gisement de Boukhadra.....	85
IV.5.1. Données climatologiques.....	86
IV.6. Aperçu sur l'exploitation du gisement de Boukhadra	86
IV.6.1. Les réserves géologiques.....	86
IV.6.2. Méthodes et paramètres d'exploitation.....	90
IV.6.2.1. Exploitation à ciel ouvert.....	90
IV.6.2.2. Exploitation souterraine.....	93
IV.6.2.3. Ouverture du gisement de Boukhadra	94
IV.7. Conclusion	96

Chapitre V : Caractérisation et classification géomécanique du massif de Boukhadra

V.1. Introduction.....	98
V.2. Résistance à la compression	98
V.3. Classification géomécanique du massif rocheux de Boukhadra.....	100
V.3.1. Classification RQD	100
V.3.2. Classification RMR.....	101
V.3.3. Classification GSI	103
V.3.4. Classification Q-système	104
V.4. Conclusion.....	104

Chapitre VI : Evaluation de la stabilité de la mine de Boukhadra

VI.1. Introduction	105
VI.2. Les caractéristiques physico-mécaniques du terrain.....	105
VI.3. Modélisation de la stabilité par Slide 6.0.....	106
VI.3.1. Disposition stratigraphiques des couches du gisement de Boukhadra....	106
VI.3.2. Calcul du coefficient de sécurité	108
VI.3.3. Influence des paramètres d'exploitation sur la stabilité.....	114
VI.3.3.1. Influence de l'inclinaison de l'angle du talus.....	114
VI.3.3.2. Influence de la hauteur de gradin	117

VI.4. Conclusion 120

Conclusion générale..... 121

Référence bibliographique

Liste des tableaux

Tableau I.1. Classification de l'espace des joints	9
Tableau I.2. Classification d'ouverture des discontinuités	10
Tableau I.3. Echelle de dureté de Mohs.....	13
Tableau I.4. Classification des discontinuités en fonction de ID d'après B.R.G.M. - Guide de prospection des matériaux de carrière	14
Tableau I.5. Classification des roches en fonction de la résistance à la compression	20
Tableau I.6. Classification des roches en fonction de la résistance à la traction	22
Tableau II.1. Systèmes de classification des massifs rocheux.....	28
Tableau II.2. Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux (tiré de Deere, 1968).....	31
Tableau II.3. Classification RMR (Bieniawski)	33
Tableau II.4. Valeur du paramètre de réduction B selon l'orientation du tunnel par rapport à l'indication du pendage (Bieniawski 1989)	35
Tableau II.5. Qualité du massif rocheux selon le RMR.....	35
Tableau II.6. Évaluation de la cote Q et de la qualité du massif (d'après Barton et al. 1974).....	36
Tableau II.7. Plage de variation des paramètres prises en compte dans le calcul de Q (AFTES [2003])	37
Tableau II.8. Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI.....	38
Tableau II.9. Notes des paramètres du SMR.....	40
Tableau II.10. Description des classes SMR	41
Tableau III.1. Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés	59
Tableau III.2. Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité	61
Tableau III.3. Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité	61
Tableau IV.1. Les éléments chimiques constitutifs de la minéralisation du gisement de Boukhadra	90
Tableau IV.2. Les principaux paramètres de l'exploitation à ciel ouvert.....	92
Tableau IV.3. Profondeurs moyennes et angles de pendages du gîte exploité en souterrain .	93

Tableau IV.4. Les dimensions de la galerie principale du niveau 1105	94
Tableau V.1. La résistance à la compression de la marne grise	98
Tableau V.2. La résistance à la compression de la marne jaune	99
Tableau V.3. La résistance à la compression de la marne minéralisée	99
Tableau V.4. La résistance à la compression du minerai de fer	99
Tableau V.5. La résistance à la compression du calcaire	99
Tableau V.6. Classification du massif rocheux de Djebel de Boukhadra en fonction de la résistance à la compression	100
Tableau V.7. RQD des différentes couches	100
Tableau V.8. Classification RMR de la couche de la marne jaune	101
Tableau V.9. Classification RMR de la couche de la marne grise	101
Tableau V.10. Classification RMR de la couche de la marne minéralisé	102
Tableau V.11. Classification RMR de la couche de minerai de fer	102
Tableau V.12. Classification RMR de la couche de calcaire	102
Tableau V.13. Classification RMR du massif rocheux de Djebel de Boukhadra	103
Tableau V.14. Classification GSI du massif rocheux de Djebel de Boukhadra	103
Tableau V.15. Classification Q-système du massif rocheux de Djebel de Boukhadra	104
Tableau VI.1. Les caractéristiques physico-mécaniques du massif de Boukhadra	106
Tableau VI.2. Les valeurs de F_s selon les différentes approches	113
Tableau VI.3. Les différentes valeurs de F_s pour $\alpha=70^\circ$	117
Tableau VI.4. Les différentes valeurs de F_s pour $H_g=7,5$ m	112

Liste des figures

Figure I.1. Structure géométrique d'un massif rocheux de calcaire au Nord du Liban	2
Figure I.2. Exemple de discontinuités dans un massif rocheux (Aokas -Bejaia-, 2015)	4
Figure I.3. Plan de stratification (Aokas -Bejaia-, 2015)	5
Figure I.4. Les plis	6
Figure I.5. Mesures de l'orientation du plan de discontinuité.....	7
Figure I.6. Représentation stéréographique	8
Figure I.7. Rupture d'un sol1	15
Figure I.8. Les contraintes provoquant la rupture	15
Figure I.9. Représentation de la droite de Mohr-Coulomb	16
Figure I.10. Ajustement du critère linéaire de Mohr-Coulomb au critère non-linéaire de Hoek-Brown, d'après Hoek et Brown (1997)	18
Figure I.11. Courbe représentative de τ en fonction de σ_n	19
Figure I.12. Dispositif expérimental	20
Figure I.13. Schéma de la Compression uniaxiale.....	20
Figure I.14. Essai de traction directe.....	21
Figure I.15. Dispositif expérimental (Essai Brésilien).....	22
Figure I.16. Schéma de la Traction indirecte	22
Figure I.17. Cisaillement direct à la boîte de Casagrande.....	23
Figure I.18. Principe du Cisaillement direct	23
Figure I.19. Principe du cisaillement simple.....	24
Figure I.20. Principe de l'essai Triaxial	25
Figure I.21. Dispositif expérimental (Essai Triaxial).....	25
Figure II.1. Une carotte	30
Figure III.1. Exemple de fluage	49
Figure III.2. Phénomène de retrait et gonflement des argiles.....	50
Figure III.3. Diagramme représentant le mouvement d'un versant idéal	51
Figure III.4. Glissement rotationnel simple	53
Figure III.5. Glissement circulaire complexe	53
Figure III.6. Glissement plans	54

Figure III.7. Cas du glissement plan de la mine de Kef Essnoun (26\03\2015, prise à Djebel El Onk –Tebessa-)	54
Figure III.8. Glissement en dièdre le long de l'intersection de deux discontinuités	55
Figure III.9. Glissement en dièdre dans un massif (Aokas –Bejaia-, 2015)	55
Figure III.10. Basculement de roche dure avec des discontinuités de très fort pendage	56
Figure III.11. Deux types d'écroulement : a) par rupture d'un plan de falaise ; b) à la suite d'un glissement plan	57
Figure III.12. Ecroulement a Aokas (Bejaia, 2015)	57
Figure III.13. Coulée de boue	58
Figure III.14. Découpage d'un talus en tranches	62
Figure III.15. Les forces agissantes sur une tranche	63
Figure III.16. Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de Fellenius	64
Figure III.17. Forces considérées dans la méthode de Janbu	66
Figure III.18. Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur de la surface de rupture	67
Figure III.19. Fenêtre de sélection des limites du model (Logiciel Slide 6.0)	69
Figure III.20. Fenêtre de sélection de la surface de glissement (Logiciel Slide 6.0)	70
Figure III.21. Fenêtre de sélection des méthodes d'analyse (Logiciel Slide 6.0)	70
Figure III.22. Exemple de validation de surface de glissement (Logiciel Slide 6.0)	71
Figure III.23. Exemple de détermination du nombre de cercles de glissement (Logiciel Slide 6.0)	72
Figure III.24. Fenêtre de saisie des propriétés des matériaux (Logiciel Slide 6.0)	72
Figure III.25. Exemple d'interprétation des résultats (Logiciel Slide 6.0)	73
Figure III.19. Abaque de Hoek pour le calcul de facteur de sécurité (Fs)	76
Figure IV.1. Carte de situation géographique de la mine de Boukhadra (Tébéssa)	80
Figure IV.2. Carte géologique régionale (Haddouche, 2003)	81
Figure IV.3. Carte géologique de Boukhadra	82
Figure IV.4. Colonne stratigraphique de la région de Boukhadra	84
Figure IV.5. Carte des réserves géologiques de gisement de boukhadra	88
Figure IV.6. Modélisation en 3D du gisement de Boukhadra	89
Figure IV.7. L'opération de chargement et de transport	93
Figure IV.8. Coupe schématique du mode d'ouverture en souterrain	95
Figure IV.9. L'opération de chargement et de transport dans le fonds	96

Figure VI.1. Disposition stratigraphiques des couches du gisement de Boukhadra	107
Figure VI.2. Profil du site d'étude, coupe A-A.....	108
Figure VI.3. Implémentation des paramètres physiques et mécaniques du massif rocheux .	109
Figure VI.4. Choix de la surface de glissement	110
Figure VI.5. Le choix des méthodes de calcul	110
Figure VI.6. Phase de calcul	111
Figure VI.7. Le coefficient de sécurité selon l'approche de fellenius.....	111
Figure VI.8. Le coefficient de sécurité selon l'approche de Bishop simplifiée	112
Figure VI.9. Le coefficient de sécurité selon l'approche de Janbu simplifiée	112
Figure VI.10. Le coefficient de sécurité selon l'approche de spencer	113
Figure VI.11. Géométrie du modèle étudié avec un angle d'inclinaison $\alpha =70^\circ$	114
Figure VI.12. Le coefficient de sécurité selon l'approche de fellenius.....	115
Figure VI.13. Le coefficient de sécurité selon l'approche de Bishop simplifiée	115
Figure VI.14. Le coefficient de sécurité selon l'approche de Janbu simplifiée	116
Figure VI.15. Le coefficient de sécurité selon l'approche de spencer	166
Figure VI.16. Géométrie du modèle étudié avec une hauteur de gradin $H_g=7,5$ m	117
Figure VI.17. Le coefficient de sécurité selon l'approche de fellenius.....	118
Figure VI.18. Le coefficient de sécurité selon l'approche de Bishop simplifiée	118
Figure VI.19. Le coefficient de sécurité selon l'approche de Janbu simplifiée	119
Figure VI.20. Le coefficient de sécurité selon l'approche de spencer	119

Liste des abréviations

BKII	Boukhadra II.
BRGM	Bureau de recherches en géologie minières.
CFMR	Comité Français de Mécanique des Roches.
CW58	Chemine Wilaya n°58.
DED	Division d'Etude et Développement.
DHW	Direction Hydraulique de la Wilaya.
FERPHOS	Entreprise Nationale du Fer et de Phosphate.
GSI	GeologicalStrength Index.
LTP	Laboratoire de Travaux Publique.
NE	Nord Est.
NGI	NorwegianGeotechnical Institute.
NW-SE	North West-South East.
RMR	Rock Mass Rating.
RQD	Rock Quality Designation.
SACSIR	South African Council of Scientific and Industrial Reasearch.
SMR	Slope Mass Rating.
SONAREM	Société Nationale de Recherche et d'Exploitation Minière.
SRF	Stress Reduction Factor.
VER	Volume Elémentaire Représentatif.

Notations

Symbole	Grandeur	Unité
A_0	surface transversale.	m^2
C	la cohésion.	Pa
D	le diamètre de l'éprouvette.	m
F	effort (charge) maximale.	N
F_{max}	la charge maximale appliquée.	N
F_s	facteur de sécurité.	/
ID	Le degré de fissuration des roches.	/
J_a	Paramètre d'altération des joints.	/
J_n	Nombre de famille de discontinuités.	/
J_r	Paramètre de rugosité des joints.	/
J_v	la densité volumique des joints.	/
J_w	Paramètre hydraulique.	/
L	la longueur de l'éprouvette.	m
M_h	la masse naturelle.	Kg
M_s	la masse du matériau sec.	Kg
M_{sat}	la masse de l'échantillon saturée.	Kg
M_w	la masse d'eau.	Kg
n	nombre de fissure.	/
p	La porosité.	/
R_c	la résistance à la compression uniaxiale de la roche.	Kgf/cm^2
R_t	résistance à la traction.	Kgf/cm^2
S_r	degré de saturation.	%
V_s	volume des grains.	m^3
V_t	volume total.	m^3
V_v	volume des vides.	m^3
V_w	volume de l'eau dans l'échantillon.	m^3
W	la teneur en eau.	%
ρ_s	la masse volumique absolue ou masse volumique du solide.	Kg/m^3
ρ_h	la masse volumique naturelle.	Kg/m^3

ρ_d	la masse volumique sèche.	Kg/m^3
ρ_{sat}	la masse volumique saturée.	Kg/m^3
τ	résistance au cisaillement.	Pa
Φ	angle de frottement interne.	Degré ($^\circ$)

Introduction générale

Introduction générale

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 car il n'existe pas de méthodologie générale pour l'analyse et la quantification des risques relatifs aux travaux miniers. Les méthodes d'analyse de la stabilité sont des moyens qui permettent de cerner les zones d'instabilité afin d'adopter une démarche pour les éviter ou réduire leurs effets. L'utilisation conjointe de plusieurs approches d'analyse est très bénéfique pour l'assurance des résultats.

Le domaine de la stabilité des pentes est très 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.

De ce fait, notre étude c'est inspiré des problèmes de stabilité encourus par le talus de lamine de fer de Boukhadra situé à l'Est de l'Algérie (wilaya de Tébessa), l'instabilité en question a pris de l'ampleur est ce depuis l'incident de 2009 et ne cesse de progresser. Nous nous proposons justement de faire une analyse de stabilité du talus de la mine de Boukhadra. Pour cela, le travail sera structuré en six chapitres :

Le premier chapitre est réservé à une étude bibliographique qui consiste en une description des massifs rocheux et leurs propriétés physico-mécaniques.

Le second chapitre est consacré à la présentation des méthodes de classification empiriques des massifs rocheux les plus utilisées dans le domaine minier.

Dans le troisième chapitre, nous abordons les différents types d'instabilité et les différentes méthodes d'évaluation de la stabilité.

Le quatrième chapitre est destiné à la présentation et à la description de notre site d'étude.

Lors du cinquième chapitre on a procédé à l'application des systèmes de classification empiriques (RQD, RMR, Q-système et GSI) pour mieux caractériser le massif rocheux de Boukhadra.

Le dernier chapitre est consacré à la modélisation numérique en utilisant la méthode d'équilibre limites par le code de calcul slide 6.0, afin de valider les résultats trouvés suite à l'application des méthodes empiriques.

Enfin, nous avons terminé par une conclusion générale qui souligne l'apport considérable de notre travail.

Chapitre I

Les massifs rocheux structure et comportement mécanique

Le présent chapitre comporte deux parties est porte sur la structure des massifs rocheux ainsi que les propriétés physico-mécaniques des roches. la première partie est destiné a la description de la structure géométrique des massifs rocheux qui caractérisée par la présence des discontinuités. La deuxième partie est consacrée à la définition et la détermination des paramètres physico-mécaniques des roches en laboratoire et aborde aussi l'importance de la reconnaissance géotechnique à travers ces paramètres dans le cadre d'une étude de stabilité d'un massif.

Chapitre I : les massifs rocheux structure et comportement mécanique

I.1. Introduction

Pour étudier le comportement mécanique d'un massif rocheux, il est essentiel d'en connaître le degré de fracturation ainsi que la répartition des discontinuités dans l'espace. Des mesures in-situ permettent de définir les diverses familles de discontinuités et leurs paramètres de façon statistique.

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

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

I.2. Structure géométrique des massifs rocheux

Les massifs rocheux sont des structures très complexes, formés d'une juxtaposition de matériaux hétérogènes. Ils sont assimilés à un assemblage de blocs appelés matrice rocheuse qui sont délimités par des discontinuités constituées de fissures, de fractures ou de failles ou encore de limites stratigraphiques (Figure I.1). [6]



Figure I.1. Structure géométrique d'un massif rocheux de calcaire au Nord du Liban.

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

I.2.1. La matrice rocheuse

Le Comité Français de Mécanique des Roches (CFMR-MMR [2000]) définit la roche comme étant « un assemblage de minéraux qui ont acquis des liaisons plus ou moins fortes au cours de leur histoire géologique ».

Trois catégories principales sont à l'origine de la classification des roches :

a- Roches magmatiques : elles résultent du refroidissement du magma (granite, basaltes...).

b- Roches sédimentaires : elles résultent de la décomposition des roches d'origine magmatiques ou métamorphiques et couvrent plus de trois quarts de la surface des continents et presque la totalité des fonds des océans, elles sont caractérisées par leur épaisseur limitée (calcaires, grés, roches argileuses...).

c- Les roches métamorphiques : leur formation est due à un phénomène de transformation à l'état solide des roches sédimentaires ou magmatiques sous l'effet de hautes pressions et/ou augmentation de la température. (Marbre, quartzites, gneiss, schistes et micaschistes...).

I.2.2. Description des discontinuités

On définit une discontinuité dans un massif rocheux par une surface qui interrompt la continuité physique du milieu sain, elles représentent des types de surface très variées dont l'identification géologique, depuis l'échelle millimétrique jusqu'à l'échelle kilométrique, apporte des informations importantes sur le nombre de leurs paramètres géométriques et mécaniques. [37]



Figure I.2. Exemple de discontinuités dans un massif rocheux (Aokas -Bejaia-, 2015). [3]

I.2.2.1. Influence des discontinuités dans le comportement d'un massif rocheux

- De couper la roche en plaques, blocs et coins (libres de tomber et de bouger) ;
- D'agir comme plan de faiblesse pour le glissement ;
- De faciliter l'écoulement d'eau et créer des réseaux d'écoulement ;
- D'entraîner de grandes déformations ;
- De changer la distribution et l'orientation des contraintes. [42]

I.2.2.2. Types de discontinuités

Les discontinuités peuvent être de diverse nature. Généralement on distingue :

a- Les joints stratigraphiques : ils marquent une discontinuité dans le phénomène de sédimentation des formations sédimentaires. Ils présentent une forte extension et souvent une faible ondulation.



Figure I.3. Plan de stratification (Aokas -Bejaia-, 2015). [3]

b- Les diaclases : elles sont souvent perpendiculaires ou obliques aux joints de stratifications ou à la schistosité. Elles ne présentent pas de trace de mouvement et elles ont une extension limitée. [40]

c- Les fentes ou fractures d'extension : elles sont formées sous l'effet d'une traction qu'a subi le massif au cours des mouvements tectoniques. Elles sont souvent remplies de cristallisation de calcite ou de quartz. [40]

d- Les failles : elles résultent de la rupture d'une zone du massif qui a subi un grand effort de cisaillement. Elles représentent ainsi des discontinuités séparant deux grandes entités du massif. Elles sont caractérisées par une grande extension et souvent un remplissage de matériau broyé et altéré, parfois des recristallisations. [40]

e- Bande de cisaillement, couloir de fracturation : zone fracturée résultant d'un mouvement de cisaillement entre deux compartiments plus compacts (peut être considérée comme une faille à une échelle plus grande). [19]

f- Schistosité : feuilletage plus ou moins serré, acquis sous l'influence de contraintes tectoniques (exemple : l'ardoise). [19]

g- Les Foliations : différenciation pétrographique entre des lits formant ainsi des feuillets généralement soudés les uns aux autres, mais pouvant engendrer des fractures (exemple : gneiss à lits quartzo-feldspathiques et lits micacés). [19]

h- Fracture : terme général désignant toute cassure dans la roche. [19]

i- Fissure : discontinuité ne traversant pas complètement l'objet considéré. [19]

J- Les plis : le pli est le résultat de la flexion d'une strate rocheuse sous l'effet d'une force tectonique ou d'un mouvement. [42]



Figure I.4. Les plis.

On distingue aussi toutes les petites fractures qui accompagnent la formation des discontinuités citées ci-dessus et qui sont groupées d'une manière complexe avec des extensions et orientation variées.

I.2.2.3. Paramètres géométriques des discontinuités

La modélisation de la distribution spatiale et de l'emplacement des familles de fractures dans un massif rocheux fracturé est fondée principalement sur la connaissance des paramètres géométriques des discontinuités. Chacun de ces derniers est associé à une variable aléatoire dont les lois de distribution sont déduites des données acquises sur le terrain. Dans ce qui suit nous définissons sommairement chacun de ces paramètres. [6]

a- Orientation

Les orientations des discontinuités déterminent la forme de blocs individuels existant dans un massif rocheux et par suite elles sont responsables de leur anisotropie qui gouverne leur comportement hydraulique et mécanique.

Une première hypothèse simplificatrice sur la géométrie des discontinuités consiste à supposer que ces surfaces sont des plans. La représentation d'un plan dans l'espace peut se faire de diverses manières à partir du vecteur de pendage ou de la normale orientée.

Le pendage est l'angle que fait la ligne de plus grande pente avec l'horizontale. La direction, ou azimut, est l'angle que fait l'horizontale du plan de la discontinuité avec le Nord magnétique. [6]

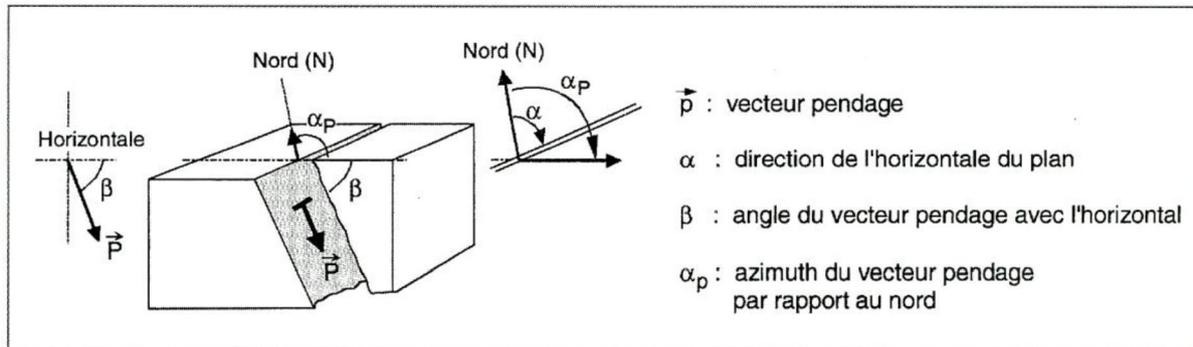


Figure I.5. Mesures de l'orientation du plan de discontinuité.

La projection stéréographique des discontinuités permet de faire un classement des discontinuités en familles directionnelles. La représentation des plans se fait habituellement en utilisant les diagrammes polaires.

On considère une sphère dont un diamètre du plan équatorial est la direction du plan considéré et l'autre diamètre est orienté Nord - Sud.

Sur l'hémisphère inférieur, se trace le grand cercle, intersection du plan avec la surface hémisphérique, et le pôle du plan, c'est-à-dire le point de percée sur l'hémisphère de la normale au plan passant par le centre de la sphère.

Pour effectuer les projections, on peut utiliser le canevas de Wulf (qui correspond à la projection stéréographique). Mais en général, on utilise le canevas de Schmidt (Lambert) qui est une projection équilatérale et qui n'introduit donc pas de distorsion quant à la densité des pôles.

La notation "classique" donnant l'azimut de la direction en degrés (chiffre <180) et le secteur (N, E, S ou O) vers lequel "pend" le plan.

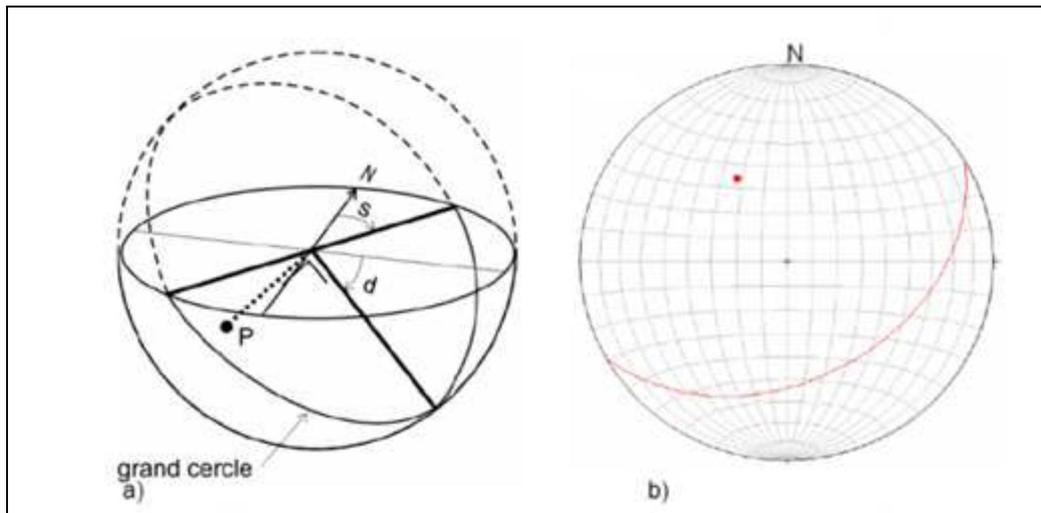


Figure I.6. Représentation stéréographique. [4]

b- Extension

La taille des fractures conditionne, avec leur orientation et leur espacement, leur probabilité d'intersection. Par conséquent, elle joue un rôle essentiel dans la connectivité des blocs.

Une fracture est souvent assimilée à une forme géométrique simple dont une dimension particulière définit son extension. Cette dimension n'est pas accessible directement ; il faut la déduire de la continuité des traces observées sur l'affleurement. [6]

c- Espacement

C'est la distance moyenne qui sépare deux intersections successives d'une ligne droite, appelée également ligne d'échantillonnage, avec les traces de fractures d'un affleurement. Cette grandeur dépend de la ligne de levé et de l'extension des discontinuités. En effet, pour un nombre constant de traces sur une surface, les traces longues ont plus de chances d'être intersectées par la ligne de levé et paraissent plus rapprochées. [6]

Selon la distance perpendiculaire entre les joints, l'espacement des joints est classé comme suite :

Tableau I.1. Classification de l'espacement des joints. [42]

Description	Espacement des joints(m)
Espacement extrêmement étroit	< 0,02
Espacement très étroit	0,02 – 0,06
Espacement étroit	0,06 – 0,2
Espacement modéré	0,2 – 0,6
Espacement large	0,6 - 2
Espacement très large	2 - 6
Espacement extrêmement large	> 6

d- Densité

Cette grandeur est en relation directe avec l'espacement. Les modèles géométriques des discontinuités décrivent leur position dans l'espace en précisant la localisation d'un point représentatif, par exemple, le centre d'un disque ou d'un segment qui est souvent ajusté par une loi uniforme. Le nombre de centres considérés dans un volume ou sur une surface définit, respectivement, la densité volumique et la densité surfacique des fractures. Quant à la densité linéique, elle est définie comme étant l'inverse de l'espacement ou le nombre d'intersections entre les discontinuités et la ligne d'échantillonnage. [6]

e- Ouverture

Ce paramètre affecte largement la perméabilité des discontinuités et par suite leur comportement hydraulique. Il est défini comme étant la distance entre les deux épontes d'une discontinuité mesurée perpendiculairement à son plan moyen. La détermination de l'ouverture est limitée souvent aux relevés examinés directement sur un affleurement ou sur des carottes de sondages. [6]

Selon la distance perpendiculaire séparant les parois adjacentes des roches, l'ouverture des discontinuités est classée comme suite :

Tableau I.2. Classification d'ouverture des discontinuités. [42]

	Ouverture (mm)	Description
« Dispositif fermé »	< 0,1	Très étroit
	0,1 – 0,25	Etroit
	0,25 – 0,5	Partiellement ouvert
« Dispositif espacé »	0,5 – 2,5	Ouvert
	2,5 - 10	Largement ouvert
« Dispositif ouvert »	10 - 100	Très Largement ouvert
	100 - 1000	Extrêmement largement ouvert
	>1000	Caverneux

f- Remplissage

Dans un joint naturel, il est très rare que les deux surfaces soient complètement en contact. Il existe normalement une ouverture ou un espace entre les deux surfaces, l'ouverture du joint est soit remplie d'air et d'eau (joint ouvert), soit avec des matériaux de remplissage (joint rempli).

Le remplissage est le matériel présent dans les discontinuités rocheuses, entre les deux surfaces adjacentes de la roche. En général, les propriétés du matériel de remplissage affectent la résistance au cisaillement, la déformabilité et la perméabilité des discontinuités. [42]

I.2.2.4. Morphologie d'une discontinuité

Plusieurs paramètres caractérisent la morphologie d'une discontinuité. Nous présentons leur définition de la façon suivante :

a- Profil : il est défini comme étant la trace de l'intersection de la surface tridimensionnelle d'une fracture et d'un plan perpendiculaire à sa surface moyenne.

b- Aspérité : c'est la partie superficielle constituant la limite avec le matériau de remplissage.

c- Epontes : une fracture se situe entre deux surfaces de contact appelées épontes qui résultent de la fissuration d'une matrice rocheuse initiale (massif granitique) ou de l'effet de sédimentation (massif de calcaire).

d- Rugosité : elle définit tout écart entre un plan de référence et la surface d'une fracture.

e- Remplissage : suivant leur type, on distingue les fractures colmatées et celles remplies par un matériau de remplissage qui se caractérise par sa nature et son épaisseur.

f- Emboîtement : il est défini par la condition d'assemblage des deux épontes.

De point de vue géométrique, la surface d'une fracture est souvent idéalisée par un modèle mathématique relativement simple. Il se présente sous diverses formes telles qu'une chaîne de segments ou de fonctions non linéaires formant les aspérités de la discontinuité.

I.3. Propriétés physico-mécanique des roches

Les propriétés physico-mécaniques et technologiques des roches ont une grande influence sur la stabilité des terrains. Parmi les propriétés physiques, les plus importantes sont : la masse volumique, la porosité et l'humidité. Les propriétés mécaniques sont : la résistance au cisaillement, la résistance à la traction et la résistance au cisaillement, l'angle de frottement interne et la cohésion. [30]

I.3.1. Les propriétés physiques des roches

I.3.1.1. La porosité

La porosité traduit la faculté d'un sol à stocker un fluide (air, eau) dans ses interstices, également appelés pores. Elle ne dépend pas essentiellement de la taille des grains mais surtout de leur agencement.

C'est le rapport du volume des vides V_v de la roche au volume total V_t .

La détermination de la porosité est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{V_v}{V_t} \times 100 \quad (\text{I. 1})$$

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

Les essais géotechniques au laboratoire militaire de Canada ont porté une classification des roches selon leur porosité comme suivant : [35]

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

I.3.1.2. La masse volumique

C'est la masse de l'unité de volume de la roche (g/cm^3). Suivant l'état du matériau, on définit : ρ_s la masse volumique absolue ou masse volumique du solide, ρ_h la masse volumique naturelle, ρ_d la masse volumique sèche et ρ_{sat} la masse volumique saturée.

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

Avec - M_s : la masse du matériau sec ;

- V_s : le volume des grains après broyage ;
- V_t : le volume de l'échantillon ;
- M_h : la masse naturelle ;
- M_{sat} : la masse de l'échantillon saturée.

ρ_d dépend de la porosité de la roche, par contre ρ_s ne dépend que de la minéralogie.

I.3.1.3. La teneur en eau

C'est le rapport de la masse d'eau M_w , à la masse du solide sec M_s .

$$W = \frac{M_w}{M_s} = \frac{M_{\text{sat}} - M_s}{M_s} \quad (\text{I. 3})$$

Avec - M_{sat} : la masse de l'échantillon saturée ;

- M_s : la masse du matériau sec.

I.3.1.4. Le degré de saturation

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

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (\text{I. 4})$$

Avec $-V_w$: volume de l'eau dans l'échantillon ;

$-V_v$: volume des vides.

I.3.1.5. La dureté

La dureté d'un minéral est due à la structure du cristal lui-même : comment les atomes qui le forment, à l'échelle microscopique, sont organisés. Plus ces atomes sont liés fortement entre eux, plus le minéral sera dur. C'est donc une propriété propre au minéral, et elle permet de le reconnaître. Certains minéraux peuvent changer de couleur, mais pas de dureté. La mesure de la dureté permet donc de reconnaître un minéral. [10]

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

Tableau I.3. Echelle de dureté de Mohs.

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

Si un minéral raye un minéral, c'est forcément que le premier minéral soit plus dur que le second.

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

Cette mesure de la dureté est essentiellement réservée aux pierres calcaires. La détermination de la largeur d'une rayure fournit pour chaque matériau une valeur chiffrée de la dureté. Ceci présente l'avantage de pouvoir mettre en relation les valeurs de dureté avec celles se rapportant à des caractéristiques physiques et mécaniques. [9]

La caractéristique de dureté s'obtient par la mesure de la largeur d'une rayure faite sur la surface rectifiée d'un bloc de pierre. La valeur obtenue est en relation avec la difficulté de

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

I.3.1.6. degré de fissuration des roches

Les fissures ou les discontinuités sont la clef du comportement des roches et des massifs rocheux. On peut les définir comme des vides plats dont le rapport de l'épaisseur à la longueur est de l'ordre de 10^{-3} . Sous l'effet des charges, ces fissures se referment progressivement, donc avec un changement de géométrie et, comme pour les sols, avec une non-linéarité entre efforts et déformations, du moins tant que les fissures ne sont pas complètement fermées, ce qui se produit à des pressions variables selon les roches et leur état de fissuration, mais qui peut être de l'ordre de 25 à 50 MPa pour un calcaire (soit la pression géostatique correspondant à une profondeur de 1 000 à 2 000 m). [39]

La présence des fissures a une importance considérable (à l'échelle du joint de grains). L'indice de fissuration est égal à la distance moyenne entre les fissures :

$$ID = \frac{L}{n} \quad (I.5)$$

L : longueur de la partie étudiée du massif ;

n : nombre de fissures sur la partie mesurée.

Le tableau ci-dessous donne une classification des roches en fonction des valeurs de ID.

Tableau I.4. Classification des discontinuités en fonction de ID d'après B.R.G.M. - Guide de prospection des matériaux de carrière. [33]

Classe	Intervalle moyen entre les discontinuités ID (cm)	Densité de discontinuités
ID1	>200	Très faible
ID2	60 à 200	Faible
ID3	20 à 60	Moyenne
ID4	6 à 20	Fort
ID5	<6	Très fort

I.3.1.7. L'abrasivité

L'abrasivité caractérise la capacité d'une roche à provoquer l'usure d'un outil tel que : pièce de concasseur, taillant de forage, molette ou pic de machine foreuse. Cette propriété est importante pour les travaux d'exploitation des matériaux rocheux, en souterrain comme à ciel ouvert. Elle dépend à la fois de la teneur en minéraux durs (quartz notamment) et de la résistance de l'assemblage des grains (cohésion de la roche). [12]

I.3.2. Les propriétés mécaniques des roches

I.3.2.1. Définition de la rupture

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

La contrainte appliquée qui peut causer la rupture doit être déterminée et elle est située sur un plan critique donné. [9]

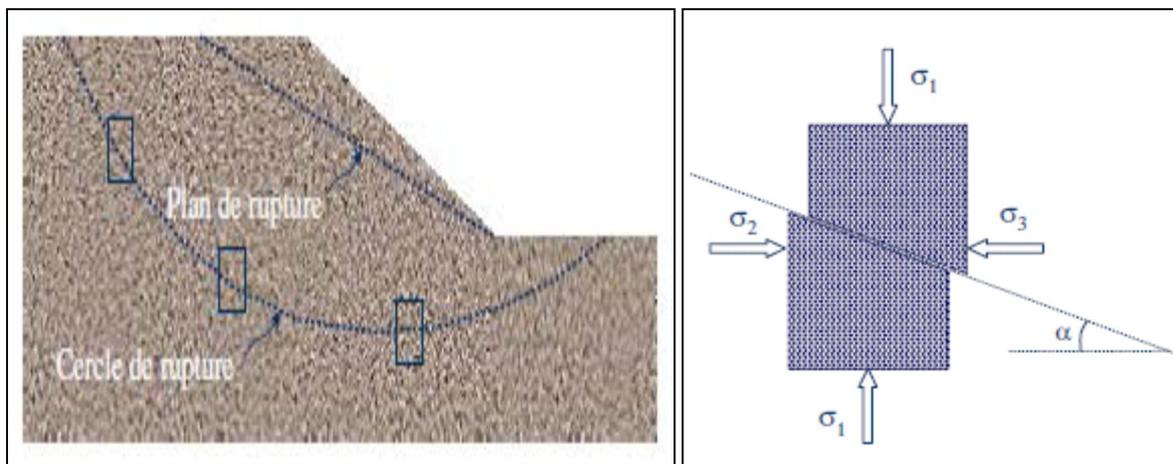


Figure I.7. Rupture d'un sol.

Figure I.8. Les contraintes provoquant la rupture.

I.3.2.2. Critère de Mohr Coulomb

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

Pour des échantillons d'une même roche, on fait varier expérimentalement σ_1 et σ_3 ; on note les valeurs provoquant la rupture et l'angle de rupture correspondant. La représentation graphique dite du Cercle de Mohr situe le domaine de la rupture par rapport

aux valeurs des contraintes σ_1 , σ_3 et à la contrainte tangentielle τ exercée sur le plan de rupture. Par convention, on prend des valeurs négatives de σ_3 dans le cas de la traction. Le cercle de Mohr permet donc de prévoir la résistance à la rupture d'un matériau, les conditions limites de la rupture et l'angle de rupture correspondant pour des valeurs données de σ_1 , σ_3 et τ . [11]

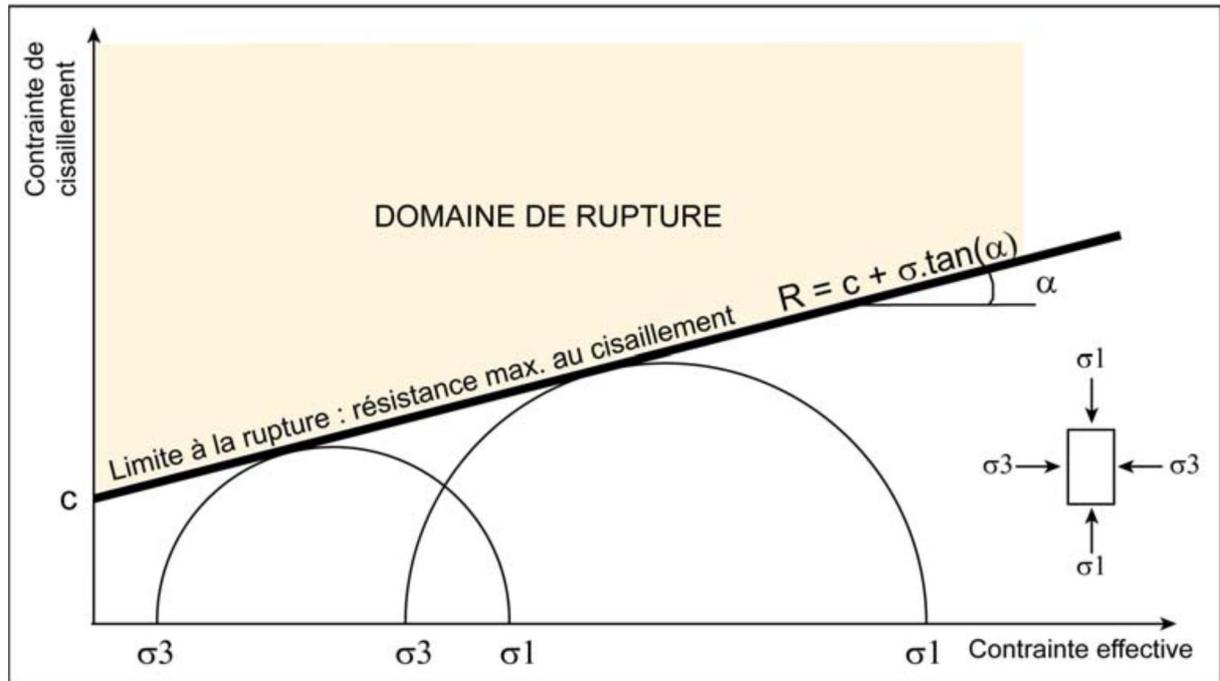


Figure I.9. Représentation de la droite de Mohr-Coulomb.

I.3.2.3. Critère de Hoek et Brown

Lorsqu'on étudie un massif rocheux fracturé, on se rend compte assez rapidement des limitations imposées par les modèles du type linéaire Mohr-Coulomb. En effet, les tests effectués en laboratoire (essais de résistance, détermination des paramètres mécaniques) permettent en général de dresser un profil de résistance de la matrice rocheuse, qui ne correspond pas à celui du massif rocheux in situ. [27]

Pour rendre compte du comportement réel du massif rocheux, il est donc nécessaire d'inclure aux modèles constitutifs l'influence des discontinuités, la fracturation interne ayant un effet notable sur la réponse mécanique des matériaux. Hoek et Brown (1980) ont proposé une technique permettant d'obtenir une estimation de la résistance mécanique pour des roches fracturées, basée sur une évaluation de l'assemblage et des conditions de surface entre les blocs rocheux. Conçu initialement pour l'étude de milieux rocheux moyennement à fortement fracturés, le critère non linéaire (purement empirique) de Hoek-Brown est sensé décrire une

grande variété de roches et massifs rocheux. Du fait de l'absence d'autres alternatives dans l'étude des milieux rocheux fracturés, ce critère a été fréquemment utilisé et il a été révisé à plusieurs reprises afin de pouvoir accroître son domaine d'application. Désormais, le critère de rupture généralisé de Hoek-Brown (1994) permet de décrire le comportement des roches de très mauvaise qualité, qui pourraient presque être classées en tant que sols. [17]

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

$$\tau = A \times R_c \left(\frac{\sigma_N}{R_c} - T \right)^B \quad (\text{Kgf/cm}^2) \quad (\text{I. 6})$$

A et B : sont des constantes qui définissent la forme de l'enveloppe dans le plan de Mohr ;

R_c : est la résistance à la compression uniaxiale de la roche ;

τ : est la résistance au cisaillement ;

σ_N : est la contrainte normale ;

T : est lié au massif rocheux et qui se calcule par la formule suivante :

$$T = \frac{m - \sqrt{m^2 - 4 \cdot s}}{2} \quad (\text{I. 7})$$

Où m est un paramètre de forme, s le coefficient de fracturation.

Hoek et Brown ont proposé, en fonction de la nature lithologique dominante et du degré de fracturation et de l'altération moyenne du massif, des lois de comportement empiriques pour les masses rocheuses considérées.

A l'aide de l'expression de la contrainte tangentielle ci-dessus, on estime les valeurs de la cohésion C et l'angle du frottement ϕ qui caractérisent le comportement mécanique de chaque matériau équivalent et peuvent être utilisées dans les calculs de stabilité.

Le modèle de Hoek-Brown s'adapte à un très grand nombre de milieux rocheux, plus ou moins fracturés. Cependant, la plupart des logiciels de géotechnique sont écrits en fonction du critère de rupture de Mohr-Coulomb.

L'approche la plus rigoureuse est celle qui a été proposée par Bray, et rapportée par Hoek (1983). Elle consiste à traiter le problème comme une série de tests triaxiaux. Les équations de Mohr-Coulomb sont alors ajustées aux résultats de ces tests par une méthode de régression linéaire. Toutefois, les paramètres de frottement obtenus à l'issue de cette analyse ne restent corrects que pour des contraintes proches de celles utilisées pour les tests. [17]

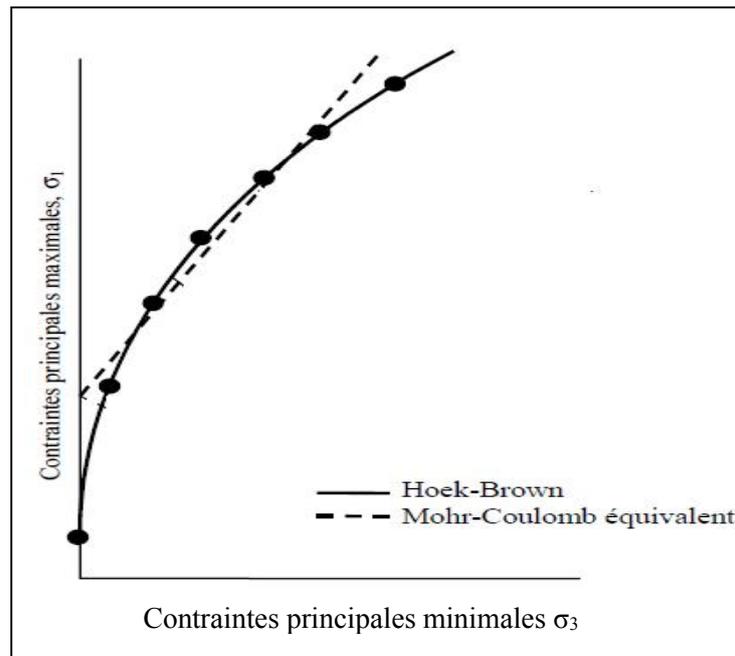


Figure I.10. Ajustement du critère linéaire de Mohr-Coulomb au critère non-linéaire de Hoek-Brown, d'après Hoek et Brown (1997). [25]

I.3.2.4. La cohésion et l'angle de frottement interne

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

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

Dans les argiles et limons, cette cohésion apparente peut être très élevée. A noter que les sols grossiers, comme les graviers, ont une cohésion nulle, quelle que soit leur teneur en eau. [21]

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

Ces deux paramètres sont déterminés, pour un sol donné, par des essais en laboratoire. Leur représentation par une droite, la droite de Mohr-Coulomb, la figure ci-dessous permet d'obtenir une représentation de la résistance au cisaillement de ce sol selon les contraintes exercées sur lui et, ainsi, de connaître la limite à la rupture de ce sol. C'est la raison pour laquelle on appelle également cette droite l'enveloppe des cercles à la rupture. [22]

Un troisième terme apparaît dans la loi de Coulomb, il s'agit de σ' , la contrainte effective, qui est normale à la pente. C'est la contrainte correspondante aux efforts transmis par les grains du squelette minéral du sol, au niveau de leurs points de contact. La contrainte effective est, d'après la loi de Terzaghi, la contrainte totale (σ) à laquelle on soustrait la contrainte neutre (u), soit la pression de l'eau remplissant les interstices du sol. [23]

Loi de Terzaghi : $\sigma' = \sigma - u$.

La courbe représentative de (τ) en fonction de (σ_n) est illustrée dans la figure I-11, à partir de cette courbe on peut déterminer graphiquement la cohésion et l'angle de frottement interne de l'échantillon (C et Φ).

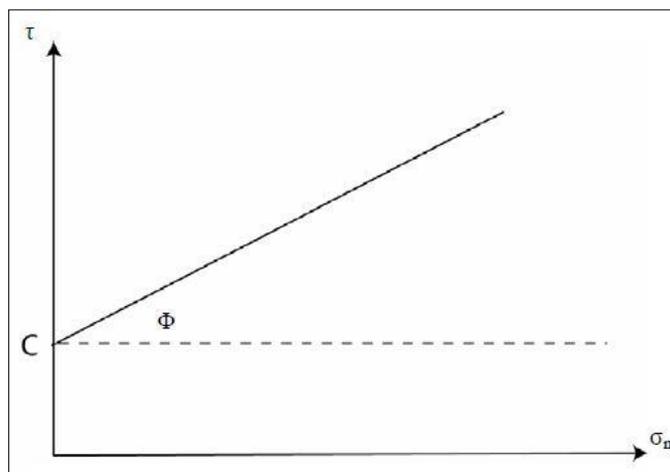


Figure I.11. Courbe représentative de τ en fonction de σ_n .

I.3.2.5. La résistance à la compression

Elle est déterminée lors des essais de compression simple. Dans cet essai, l'échantillon est pris sous la forme d'une carotte (éprouvette cylindrique), d'élancement L/D (L : hauteur, D : diamètre) compris entre 2 à 2,5 avec deux faces planes, lisses et parallèles obtenues par une rectification soignée. [23]

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

$$R_c = F/S \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (I.8)$$

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

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

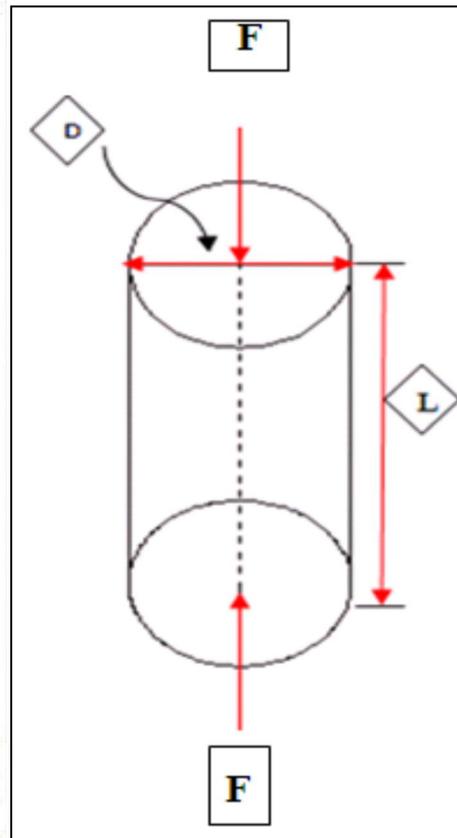


Figure I.12. Dispositif expérimental. **Figure I.13.** Schéma de la Compression uniaxiale.

Le tableau ci-dessous donne une classification des roches en fonction de leur résistance à la compression proposée par la société internationale de mécanique des roches. [23]

Tableau I.5. Classification des roches en fonction de la résistance à la compression.

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

I.3.2.6. La résistance à la traction

a- Traction directe : en soumettant une éprouvette cylindrique à une traction uniaxiale, la résistance à la traction simple est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohésion des échantillons des roches massives. [23]

$$R_t = \frac{P_{\max}}{A_0} \quad (\text{Kgf/cm}^2) \quad (\text{I.9})$$

P_{\max} : valeur finale atteinte par l'effort appliqué ;

A_0 : surface transversale.

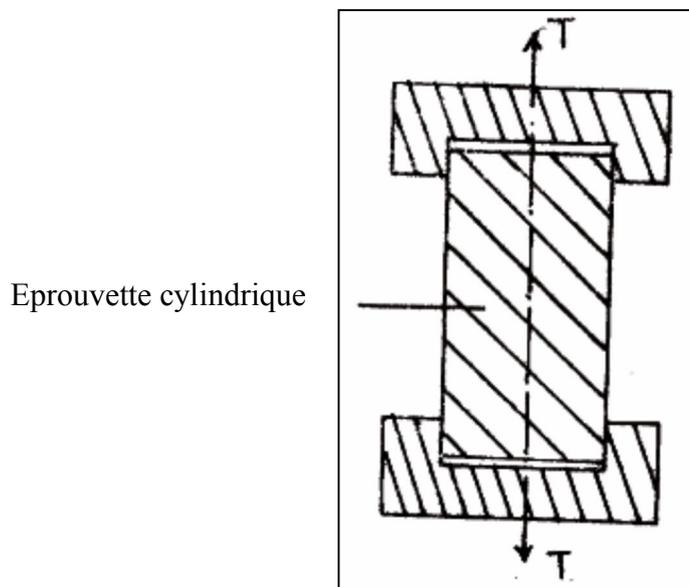


Figure I.14. Essai de traction directe.

b- Traction indirecte : l'essai de résistance à la traction indirecte, dit aussi essai brésilien, est réalisé en comprimant entre les plateaux de la presse une éprouvette cylindrique le long de deux génératrices opposées (figure I.15). La rupture est obtenue par traction au centre de l'éprouvette. On évite ainsi les difficultés de collage des têtes nécessaires dans les essais de traction directe. Si F est l'effort fourni par la presse au moment de la rupture, D le diamètre de l'éprouvette et L sa hauteur, la résistance à la traction indirecte est donnée par la formule suivante : [23]

$$R_t = \frac{2F_{\max}}{\pi DL} \quad (\text{Kgf/cm}^2) \quad (\text{I.10})$$

Avec : F_{\max} : la charge maximale appliquée ;

D : le diamètre de l'éprouvette ;

L : la longueur de l'éprouvette.



Figure I.15. Dispositif expérimental (Essai Brésilien).

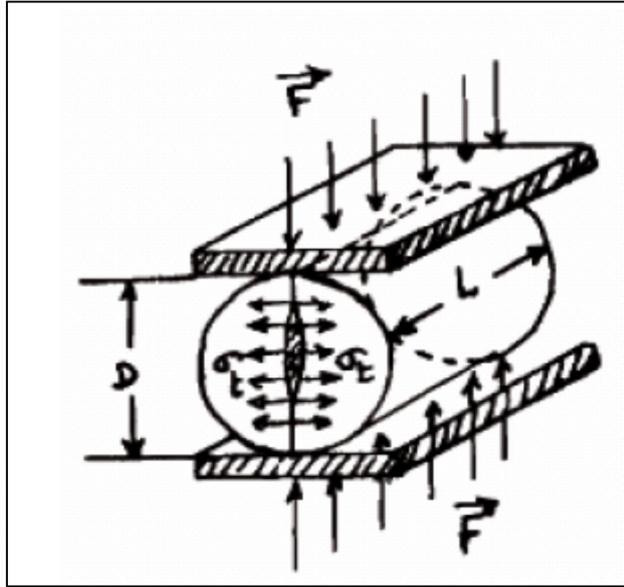


Figure I.16. Schéma de la Traction indirecte.

Le tableau ci-dessous donne une classification des roches en fonction de leur résistance à la traction proposée par la société internationale de mécanique des roches. [23]

Tableau I.6. Classification des roches en fonction de la résistance à la traction.

Roches	Faiblement résistantes	Moyennes	Résistantes	Très résistantes
R_t (MPa)	0,40	1,50	4,00	>20

I.3.2.7. La résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement d'un sol est la résistance interne par unité de surface qu'un sol peut offrir pour résister à une rupture ou à un cisaillement le long d'un plan. Elle représente la contrainte tangentielle limite avant la rupture dans un essai de cisaillement. [41]

On distingue :

- Cisaillement direct ;
- Cisaillement simple ;
- Cisaillement triaxial.

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

Ensuite, l'éprouvette est progressivement cisailée. La boîte de Casagrande comprend deux boîtes qui viennent coiffer l'éprouvette à tester en laissant libre une zone centrale de faible épaisseur. [41]

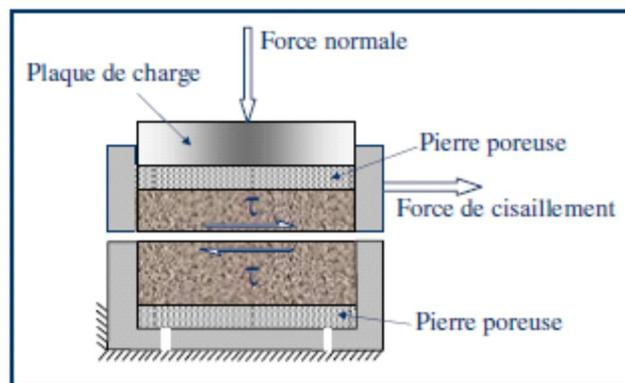


Figure I.17. Cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

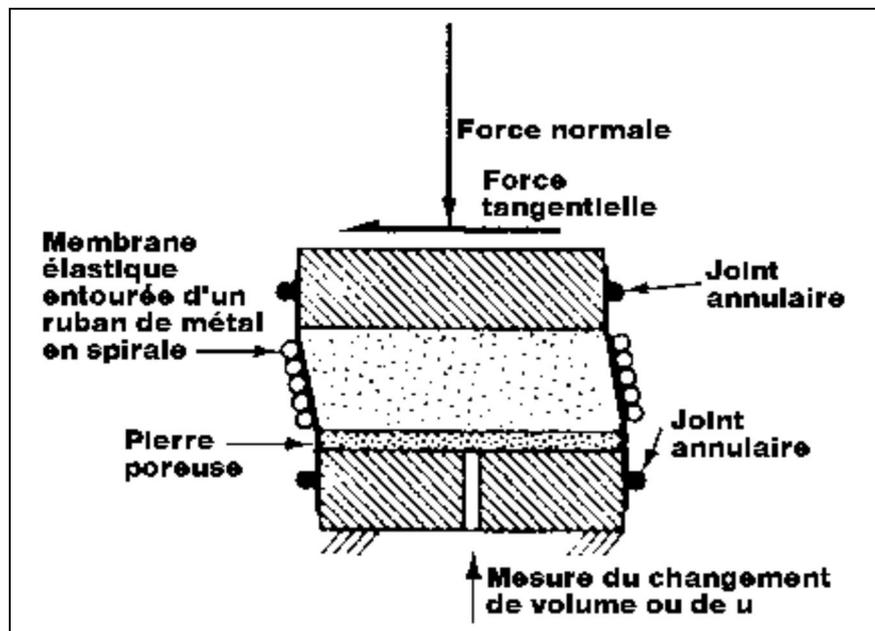


Figure I.18. Principe du Cisaillement direct.

Au cours de l'essai, l'effort de cisaillement augmente progressivement jusqu'à atteindre une valeur maximale, qui correspond à la rupture de l'éprouvette en cisaillement (effort de cisaillement de pic), puis il décroît rapidement pour atteindre un palier avec un effort constant

correspondant au cisaillement de la fissure obtenue (effort de cisaillement résiduel). L'avantage de cet essai consiste en sa rapidité et sa simplicité ainsi qu'il est peu coûteux. [41]

Par contre ses inconvénients sont les suivants :

- Contrôle du drainage (difficile pour les sols fins) ;
- L'essai n'est utile que dans des cas complètement drainés ;
- On force la rupture sur un plan qui n'est pas nécessairement le plus critique. ;
- On crée une concentration de contraintes sur les bords.

b- Cisaillement simple : comparable à l'essai de cisaillement direct. Le cisaillement est appliqué en haut et en bas de l'échantillon. Cet essai permet d'éviter le problème de concentration des contraintes rencontré dans l'essai de cisaillement direct. Il permet aussi d'effectuer des essais drainés et non drainés ; ainsi que des chargements dynamiques ou statiques. Dans cet essai, il y a rotation des contraintes comme dans le cisaillement direct. [1]

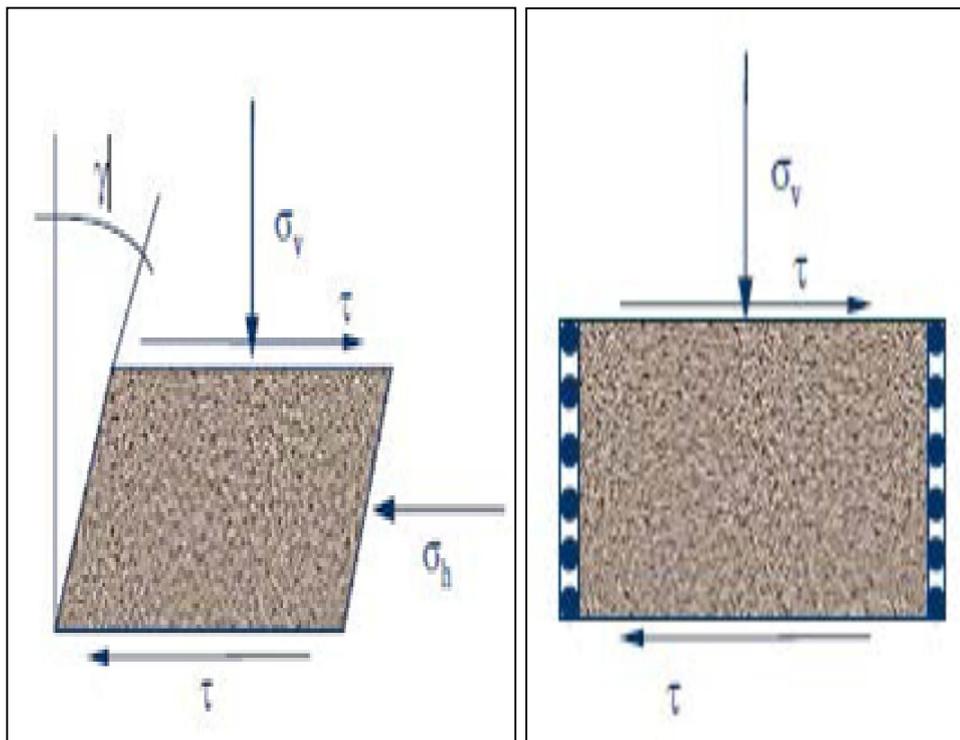


Figure I.19. Principe du cisaillement simple.

c- Cisaillement triaxial : l'essai triaxial est un test standard de laboratoire en mécanique des sols. L'appareil triaxial classique permettant d'effectuer cet essai a été conçu initialement par Bishop & Henkel. Cet essai triaxial permet de contrôler les contraintes principales. [8]

Cet essai se réalise en soumettant un échantillon cylindrique à une pression hydrostatique de confinement σ_c (contrainte dans la cellule). Une contrainte déviatorique est appliquée verticalement par un piston (Figure I.20).

Puisque aucune contrainte extérieure de cisaillement n'est appliquée, les contraintes horizontale et verticale sont des contraintes principales. [8]

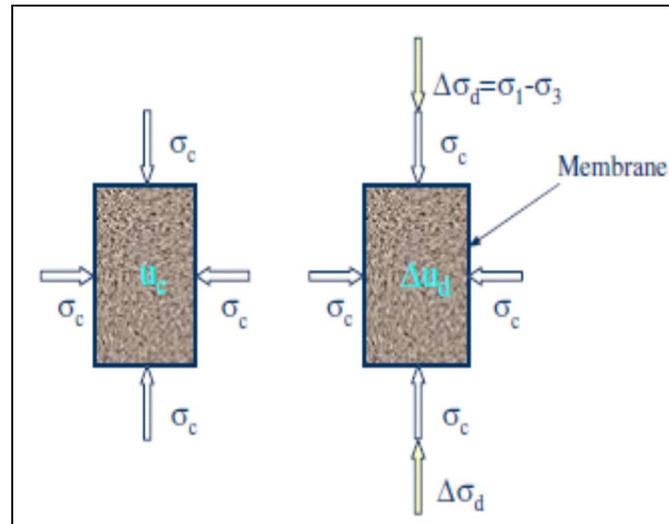


Figure I.20. Principe de l'essai Triaxial.

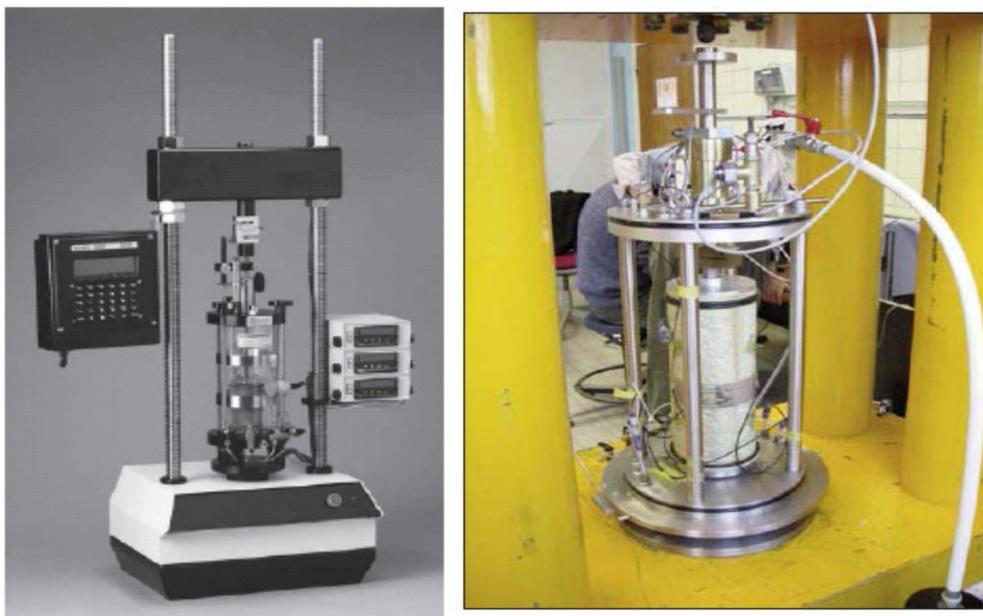


Figure I.21. Dispositif expérimental (Essai Triaxial).

I.4. Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre le comportement mécanique et une description de la structure géométrique des massifs rocheux caractérisée par la présence des discontinuités.

Nous avons montré la diversité des massifs rocheux qui présentant des propriétés variées et extrêmement complexes imposent le recours à des méthodes empiriques approchées. Ces méthodes, ainsi que les méthodes analytiques, feront l'objet du chapitre suivant.

Dans ce chapitre, nous avons exposé l'importance des propriétés physiques et mécaniques des massifs rocheux qui demeurent indispensables pour la reconnaissance géotechnique du site étudié.

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

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

Chapitre II

Les systèmes de classification des massifs rocheux

Dans ce chapitre, nous présentons les différentes méthodes de classification empiriques et analytiques des massifs rocheux qui se base sur les informations (observations) recueillies sur le terrain pour donner une estimation qualitative et quantitative sur la situation de massif.

Chapitre II : Les systèmes de classification des massifs rocheux

II.1. Introduction

Les classifications des massifs rocheux fracturés continuent à évoluer depuis plus d'un siècle. Leur utilisation a un intérêt considérable lors de l'étude de faisabilité et de dimensionnement préliminaire d'un projet, surtout quand les informations mécaniques, hydrologiques et l'état de contrainte in-situ du massif rocheux ne sont pas disponibles.

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

Nous nous intéressons, dans ce qui suit, aux systèmes de classifications quantitatives, nommés également classifications géomécaniques.

II.2. L'apport des systèmes de classifications des massifs rocheux

- Estimer indirectement les propriétés mécaniques à grande échelle d'un massif fracturé, en particulier son module de déformation, sa résistance à la compression simple, sa cohésion et son angle de frottement interne ;
- Estimer le temps durant lequel le massif rocheux peut tenir sans soutènement. C'est un indice très essentiel dans la détermination de la portée d'excavation ;
- Donner des recommandations de soutènement des ouvrages. [6]

Il existe plusieurs autres avantages de l'utilisation d'une classification géomécanique pour quantifier le massif rocheux. Singh et Goel (1999) énumèrent les bénéfices suivants : [26]

- Produit une meilleure communication entre la géologie, l'ingénierie et la production ;
- Les expériences, les observations et le jugement de l'ingénieur sont corrélés plus efficacement par un système de classification quantifiable ;
- Les ingénieurs préfèrent des chiffres au lieu de description pour l'évaluation du massif rocheux ;
- Les classifications permettent de mieux organiser les connaissances.

II.3. Les systèmes de classification des massifs rocheux

La classification est la tâche de grouper des éléments dans de différentes classes. Le but principal de la classification est de permettre de ressortir avec une meilleure connaissance d'une nature, d'un comportement ou d'une série de résultats. Elle consiste à grouper des objets ou paramètres selon leurs informations et types de relations recherchées. La classification essaye donc d'augmenter les connaissances d'après des observations ou mesures déjà établies. Elle doit donc être exhaustive et mutuellement exclusive, c'est-à-dire qu'un paramètre relatif ne peut qu'appartenir à un seul groupe ou classe. [26]

Il existe 16 systèmes de classification des massifs rocheux qui ont été développés pour leur utilisation en génie civil et minier, et ce, en se basant, en grande partie, sur la fissuration et le comportement mécanique de ces massifs. Malgré que ces systèmes soient largement utilisés en ingénierie, leur habilité à considérer la résistance anisotrope et l'effet d'échelle demeure limitée. [26]

Tableau II.1. Systèmes de classification des massifs rocheux. [31]

Système de Classification	Référence	Pays d'origine	Applications
Rock Loads	Terzaghi, 1946	E.U.A	Tunnels avec support en acier
Stand-up	Time Lauffer, 1958	Autriche	Tunnels
New Austrian tunnelling method (NATM)	Rabcewicz, 1964/1965, 1975	Autriche	Tunnels
Rock Quality Designation (RQD)	Deere, 1968	E.U.A	Carottes de forage, tunnels
Rock Strength Rating (RSR)	Wickham et al, 1972	E.U.A	Tunnels
Rock Mass Rating (RMR)	Bieniawski, 1973, 1974, 1976, 1979 Bieniawski, 1989	Afrique du Sud E.U.A	Tunnels, mines, SLOPES
	Laubscher 1977, 1984 Ghose and Raju, 1981 Kendorski et al, 1983	Afrique du Sud Inde E.U.A	Mines Mines de charbon Mines en roche dure Fondations

Extensions du système RMR	Serafim and Pereira, 1983	Portugal	Tunnels Support du toit/charbon Stabilité des pentes Mines de charbon
	Gonzales de Vallejo, 1983	Espagne	
	Unal, 1983	E.U.A	
	Romana, 1985	Espagne	
	Newman et Bieniawski, 1985	E.U.A	
Rock Mass Quality	Barton et al, 1974	Norvège	Tunnels, chambres
Strength-Size	Franklin, 1975	Canada	Tunnels
Ramamurthy & Aurora Classification (RAC)	Ramamurthy et Aurora, 1993	Inde	Roche intacte
Geological strength index (GSI)	Hoek et al, 1995	Canada	Mines
Rock mass index system (RMI)	Palmström, 1995	Norvège	Tunnels, TBM, mines

Les systèmes le plus utilisés sont :

- RQD (Rock Quality Designation) d'après Deere (1968);
- RMR (Rock Mass Rating) d'après Bieniawski (1989);
- GSI (Geological Strength Index) d'après Hoek- Brown (1995);
- Q système (1974) ;
- SMR (slop mass rating) d'après Romana (1985).

Le terme système de classification désigne tous groupes particuliers d'outils de conception empiriques permettant d'évaluer entre autres le design du support de terrain et la stabilité de l'excavation pour des conditions locales de l'excavation dans la masse rocheuse. Le système de design empirique résulte ainsi de l'ajustement de la classification de la masse rocheuse par des paramètres de design local (contrainte in situ, l'orientation des joints, géométrie du tunnel) ressortant d'observations sur le terrain ou à partir d'analyses numériques. Le terme système de classification est donc utilisé uniquement lors de l'utilisation pratique d'une classification (qui peut varier entre les systèmes en fonction des paramètres géologiques utilisés) pour résoudre les différents aspects d'ingénierie de la roche

dans le processus de design d'excavation. Les systèmes de design empiriques sont encore fortement populaires dans le domaine de la mécanique des roches dû à leur simplicité d'application, faible coût engendré, rapidité d'application et permettant aussi la comparaison entre sites. [26]

La classification géomécanique consiste à quantifier un massif rocheux par une note empirique décrivant sa qualité par une série de termes allant d'un très bon rocher à un rocher très médiocre. [6]

II.3.1. RQD (Rock Quality Designation)

Deere (1964) propose un paramètre évaluant la qualité du roc de la masse rocheuse selon un index intitulé RQD (Rock Quality Designation). Obtenu à partir de carotte de forage géologique, cet indice représente l'évaluation du pourcentage des carottes récupérées sur une longueur de course précise. [26]

II.3.1.1. Principe de calcul du RQD

Basée sur un procédé qualitatif, seule la somme des longueurs de morceaux de plus de 10 cm (4 pouces) est conservée et cette somme est divisée par la longueur de course de la carotte de forage. Ce paramètre est défini comme suit : [26]

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur de pièces} \geq 100\text{mm}}{\text{longueur totale de la course}} * 100 \quad (\text{II. 1})$$

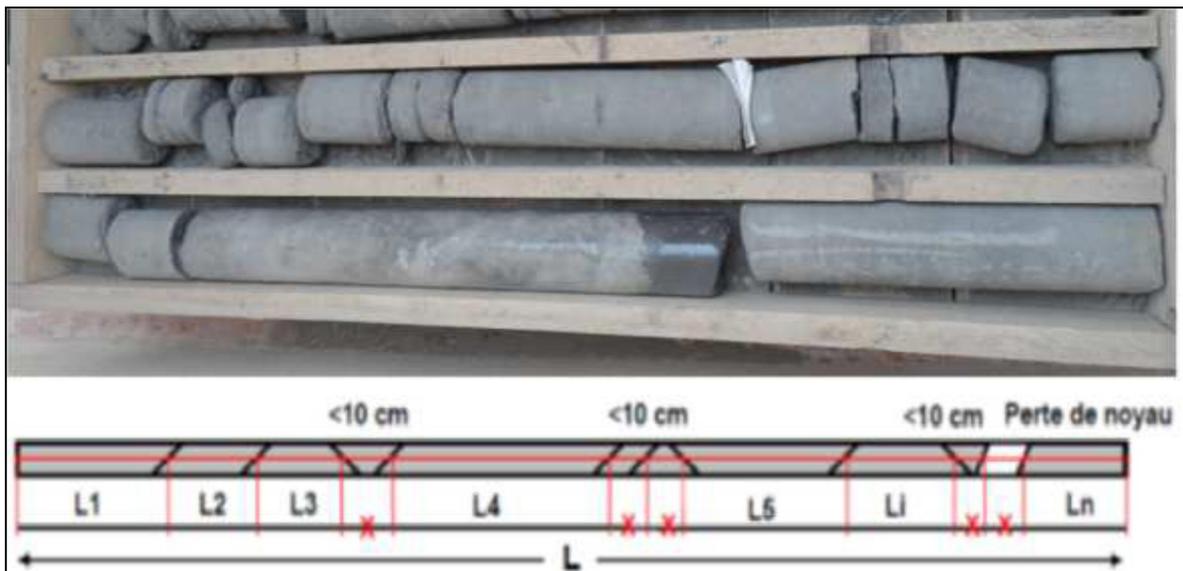


Figure II.1. Une carotte. [42]

Tout calcul du RQD doit être réalisé selon différentes longueurs de course de carotte de forage afin de séparer les différents plans de sédimentations, zones de faiblesse, des structures locales...etc.

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

Tableau II.2. Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux (tiré de Deere, 1968). [26]

RQD (%)	Qualité du massif rocheux
<25	Très pauvre
25 – 50	Pauvre
50 – 75	Moyenne
75 – 90	Bonne
90 – 100	Excellente

La méthode suivante est proposée pour un massif rocheux sans remplissage d'argile. Proposé par Palmström (1982), l'indice RQD peut être indirectement déterminé par le nombre de joints/discontinuités par unité de volume pour définir la somme volumétrique des joints (J_v) caractérisant la surface du massif rocheux. [26]

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

Pour $J_v < 4,5$ le RQD = 100

Où J_v est la densité volumique des joints, c'est-à-dire la somme du nombre de joints par m^3 , pour toutes les familles de discontinuités présentes (ISRM, 1978). Ce paramètre permet de déterminer les dimensions des blocs dans un système rocheux fracturé.

II.3.1.2. Les inconvénients du système RQD

- Le RQD peut donner des résultats différents en fonction de l'orientation du trou de forage géologique par rapport au massif rocheux ;
- La mesure des espacements des joints est ainsi sensible à la direction ce qui ne permet pas d'évaluer les conditions d'espacement des discontinuités hautement anisotrope. [32]

II.3.2. Le Rock Mass Rating (RMR)

Cette classification a été développée par Bieniawski (1973) au South African Council of Scientific and Industrial Research (SACSIR). Elle est basée sur l'étude de quelques centaines de tunnels creusés principalement dans des roches sédimentaires à profondeur modérée. L'utilisation de cette classification nécessite de diviser au préalable le site en régions homogènes d'un point de vue de structures géologiques. Chaque région est classifiée séparément. [6]

Un certain nombre de paramètres est évalué à l'aide d'un tableau qui attribue un nombre de points en fonction de leur valeur. La somme de tous les points permet d'obtenir la valeur de RMR totale.

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

- En 1974, Bieniawski présente la première modification qui est un réarrangement des paramètres de la classification (il passe de 8 à 6 paramètres) ;

- En 1976, Bieniawski effectue des modifications par rapport au design de support de terrain, réduit le nombre de classes de roche à 5 groupes dominants de 20 points chacun et introduit le concept de rugosité ;

- En 1979, Bieniawski réajuste pour la dernière fois la valeur du coefficient pour l'eau, la condition et l'espacement de joints ;

- En 1989, Bieniawski a joint des directives de sélection du patron du support de terrain pour une combinaison de boulons mécanique, béton projeté et arche d'acier selon la qualité du massif rocheux. Dans le domaine minier, plusieurs facteurs influencent ces directives de support de terrain telles que la forme, la grandeur, profondeur de l'excavation ainsi que la technique utilisée. Beaucoup de précautions doivent être apportées lors de l'application du RMR pour le design de support dans le domaine minier.

Lors de chaque modification, il y a eu une redistribution des valeurs pour les différents paramètres. Pour cette raison, l'utilisateur du système doit mentionner quelle version est utilisée afin de bien classifier le terrain. [2]

II.3.2.1. Principe de calcul du RMR

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

A_1 : la résistance à la compression uniaxiale de la roche ;

A_2 : la valeur de l'indice RQD pour la masse rocheuse ;

A₃ : l'espacement des discontinuités ;

A₄ : l'état des discontinuités ;

A₅ : les conditions hydrauliques ;

B : l'orientation des discontinuités.

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

Le calcul se base sur la somme des divers paramètres afin de produire une cote finale du RMR de base comprise entre 8 et 100 points.

$$\text{RMR de base} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 \quad (\text{II.3})$$

Tableau II.3. Classification RMR (Bieniawski).

PARAMETRES			COEFFICIENTS						
1	Résistance de la Roche (MPa)	Indice Frank-Lin (MPa)	>10	4-10	2-4	1-4	Indice Franklin non utilisable (MPa)		
		Résistance à la compression (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Note		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des Joints		>2m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2m	<0,06 m		
	Note		20	15	10	8	5		

4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continue Eponte en contact Eponte non Altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Eponte non Altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Eponte Altérées	Surfaces lustrées ou remplissage < 5 mm ou joint ouvert 1 à 5 mm joints continus	Remplissage mou >5 mm ou joints ouverts >5 mm joints continus
	Note		30	25	20	10	0
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min
		Pression d'eau contrainte principale	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5
		Hydro-Géologie	Complètement sec	Humide	Suintements (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau
Note		15	10	7	4	0	

Inspiré par un des paramètres dans le système de classification RSR (Rock Structure Ratin) de Wickham et al, 1972, Bieniawski suggère un paramètre de réduction tenant compte de l'orientation du tunnel par rapport à l'indication du pendage. Le paramètre B est négatif afin de réduire la qualité du massif rocheux. La classification doit tenir compte de l'influence de conditions externes applicables à l'ingénierie :

$$\text{RMR}_{89} = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + B \quad (\text{II.4})$$

Tableau II.4. Valeur du paramètre de réduction B selon l'orientation du tunnel par rapport à l'indication du pendage (Bieniawski 1989).

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

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

Tableau II.5. Qualité du massif rocheux selon le RMR. [2]

Note globale	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe du massif rocheux	I	II	II	IV	V
Description du massif Rocheux	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre

Cette classification ne prend pas en considération l'état de contrainte in-situ ni la rugosité des fractures et l'angle de frottement du matériau de remplissage ; les roches gonflantes n'y sont pas non plus traitées. L'application de cette classification est limitée aux cas de massifs dont la matrice a une bonne résistance et dont le comportement est régi par les discontinuités. [6]

II.3.3. Le Q-system

Développée par le Norwegian Geotechnical Institute (NGI), cette classification a été établie pour prévoir le soutènement des excavations exécutées dans des terrains à contrainte horizontale élevée (Barton et al. (1974)). Elle est caractérisée par un indice de qualité Q variant entre 0,001 pour un massif très mauvais et 1000 pour un massif très bon. Dans la pratique, cet indice est réduit entre 0,005 et 50. [6]

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (II.5)$$

- RQD (Rock quality Designation, Deer (1964)) caractérise la qualité des carottes de sondage ;
- J_n (Joint set number) représente le nombre de familles de discontinuités ;
- J_r (Joint roughness number) représente la rugosité des épontes de la famille de discontinuité la plus défavorable en terme d'orientation ;
- J_a (Joint alteration number) caractérise l'état d'altération des discontinuités ;
- J_w (Joint water reduction) est un facteur de réduction dû à la présence de l'eau dans les joints ;
- SRF (Stress Reduction Factor) est un facteur de réduction des contraintes dans le massif (annexe 01).

Outre que les recommandations sur le besoin de support de terrain, la cote Q permet d'évaluer qualitativement la masse rocheuse selon neuf catégories de qualité pour la construction de tunnels. Le Tableau ci-dessous présente cette qualification. [31]

Tableau II.6. Évaluation de la cote Q et de la qualité du massif (d'après Barton et al. 1974).

Indice Q	Qualité de la masse rocheuse
0,001–0,01	Exceptionnellement pauvre
0,1–0,1	Extrêmement pauvre
0,1–1	Très pauvre
1–4	Pauvre
4–10	Moyenne
10–40	Bonne
40–100	Très bonne
100–400	Extrêmement bonne
400–1000	Exceptionnellement bonne

D'une façon globale, RQD/J_n représente l'effet de la taille des blocs, J_r/J_a caractérise la qualité mécanique de contact entre les blocs en cisaillement et J_w/SRF décrit l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes. Dans cette classification, l'évaluation de Q dépend de l'état des contraintes dans le massif et des paramètres non intrinsèques de la matrice rocheuse. La contribution directe de la résistance mécanique de la matrice rocheuse

est absente. En outre l'orientation des joints n'apparaît pas dans cette classification. La variation des paramètres existant dans Q est indiquée dans le tableau ci-dessous. [6]

Tableau II.7. Plage de variation des paramètres prises en compte dans le calcul de Q (AFTES [2003]).

Paramètres	Conditions les plus défavorables	Conditions les plus favorables	Plage de variation (rapport maximal)
RQD	10	100	100
J _n	20	0,5	40
J _r	0,5	4	8
J _a	20	0,75	27
J _w	0,05	1	20
SRF	20*	0,5	40

* Des valeurs beaucoup plus fortes, allant jusqu'à 400, ont été proposées pour des conditions très exceptionnelles d'ouvrages à grande profondeur avec risques de décompressions violentes immédiates.

Bieniawski (1976) a été le premier à proposer des corrélations empiriques entre le RMR et le Q-system :

$$\text{RMR} = 9 \log Q + 44 \quad (\text{II.6})$$

Cette expression a été modifiée par plusieurs autres chercheurs. Toutefois ces corrélations ne sont pas très fiables et doivent être utilisées avec beaucoup de précaution. Selon Goel et al. (1995), le RMR et le Q-system ne prennent pas en considération les mêmes paramètres et donc, elles ne sont pas équivalentes.

II.3.4. Le Geological Strength Index (GSI)

Introduit par Hoek et al. (1995) puis amélioré par Hoek et Brown (1997), le Geological Strength Index ne présente pas une classification géomécanique en soi. Cependant, il constitue un lien entre le RMR, (Q-system) et la détermination des paramètres de déformabilité et de résistance des massifs rocheux.

Tableau II.8. Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI. [20]

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

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

$$\text{RMR}' = A1 + A2 + A3 + A4 + 15 \quad (\text{II.7})$$

De même, Q' se calcule en ne tenant pas compte de l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes (J_w/SRF).

$$Q' = \frac{\text{RQD}}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (\text{II.8})$$

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

$$\text{GSI} = \text{RMR}'_{89} - 5 \quad \text{si } \text{RMR}'_{89} > 23 \quad (\text{II.9})$$

$$\text{GSI} = 9 (\log Q' + 44) \quad \text{si } \text{RMR}'_{89} < 23 \quad (\text{II.10})$$

L'estimation du GSI s'appuie sur une observation directe de la structure du massif rocheux à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. Cet indice varie entre 5 et 85. Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité (annexe 02).

II.3.5. Systèmes du SMR (Slope Mass Rating)

Introduit par Romana en 1985, Le SMR a l'avantage d'orienter vers la stabilité des pentes rocheuses. Il est obtenu à partir du RMR en lui ajoutant un produit de facteurs d'ajustement dépendant de la relation joints-talus et en lui additionnant un facteur dépendant de la méthode d'excavation :

$$\text{SMR} = \text{RMR de base} + (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4 \quad (\text{II.11})$$

F_1 , F_2 et F_3 : facteurs d'ajustement.

- F_1 établi empiriquement, il dépend du parallélisme entre les directions des joints et des talus. Ce facteur peut varier de 1 (quand les deux sont presque parallèles) à 0,15 (quand l'angle entre les deux est plus grand que 30° et que la probabilité de rupture est très faible) ;

$$F_1 = (1 - \sin A)^2 \quad (\text{II.12})$$

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

- F_2 dépend du pendage des joints pour le mode de rupture plan. Les valeurs varient de 1 (pour les joints de plus de 45° de pendage) à 0,15 (pour les joints de moins de 20° de pendage). Dans le cas du toppling, le facteur reste égal à 1. Il est également été établi empiriquement par l'équation suivante :

$$F_2 = \tan^2 \beta_j \quad (\text{II.13})$$

β_j est le pendage des joints.

- F_3 est lié à la relation entre la pente du talus et le pendage des joints. Pour ce paramètre, il y a également lieu de faire la différence entre une rupture plane et une rupture par toppling ;

- F_4 prend en compte la méthode d'excavation. Il est fixé empiriquement sur les bases suivantes :

- Les talus naturels sont plus stables à cause de l'érosion à long terme et des protections naturelles telles la végétation ;

- La roche prédécoupée augmente également la stabilité ;

- L'abattage à l'explosif augmente, ne change pas ou diminue la stabilité du talus selon qu'il est léger, normal ou déficient (trop d'explosifs par exemple) ;

- L'excavation mécanique par arrachage dans les roches très fracturée n'augmente, ni ne diminue la stabilité du talus.

Les valeurs des paramètres figurent dans le tableau ci-dessous

Tableau II.9. Notes des paramètres du SMR. [37]

SMR= RMR debase+ (F1*F2*F3) + F4						
Facteurs d'ajustement liés aux joints (F1, F2, F3).	α_j =Direction du pendage des joints β_j =Pendage du joint α_s =Direction du pendage du talus β_s =Pendage du talus					
	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	
Rupture plane $ \alpha_j - \alpha_s $	$>30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$<5^\circ$	
Basculement $ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ =$						
Valeur de F1	0,15	0,4	0,7	0,85	1	
Relation	$F1 = (1 - \sin \alpha_j - \alpha_s)^2$					
$ \beta_j =$	$<20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$>45^\circ$	
La valeur de F2	Rupture plane	0,15	0,4	0,7	0,85	1
	Basculement	1				
Relation	$F2 = \text{tg}^2 \beta_j$					
Rupture plane $\beta_j - \beta_s =$	$>10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0^\circ - (-10^\circ)$	$< (-10^\circ)$	
Basculement $\beta_j + \beta_s =$	$<110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$>120^\circ$	-	-	
Valeur de F3	0	-6	-25	-50	-60	
Relation	F3 = Ajustement de BIENIAWSKI pour l'orientation des joints, 1976					
F4 : Facteur d'ajustement pour la méthode d'ajustement	F4=Valeur empirique de la méthode d'excavation.					
	Talus naturels	Prespliting	Smooth blasting	Explosif ou mécanique	Deficient blasting	
Valeur de F4	15	10	8	0	-8	

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

Tableau II.10. Description des classes SMR. [36]

Description des classes SMR										
Classe	Va	Vb	IVa	IVb	IIIa	IIIb	IIa	IIb	Ia	Ib
Description	Très mauvais		Mauvaise		Moyen		Bien		Très bien	
Stabilité	Complètement Instable		Instable		Partiellement stable		Stable		Complètement stable	
Rupture	Grand plan		Plan ou grand dièdre		Quelques joints ou beaucoup de dièdres		Quelques blocs		Aucune	
Support	Réexcavation		Importante Corrective		Systématique		Occasionnel		Aucune	

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

II.3.6. Méthode des abaques de stabilité (méthode de Mathews)

Développé par le groupe Golder Associés (Mathews et al. 1980), la méthode des abaques de stabilité est un outil de design de chantier ouvert dans les mines souterraines en grande profondeur (en dessous de 1000m). La méthode a obtenu une grande popularité auprès de mines métallifères après l'extension de la base de données initiale de 26 cas répertoriés (provenant de 3 mines) à 175 cas répertoriés (provenant de 34 mines) et après que le système fut recalibré par Potvin (1988). Basée sur une relation empirique entre la qualité du massif rocheux, la profondeur et le dimensionnement du chantier ouvert, cette méthode fut modifiée davantage à plusieurs reprises au fil des ans (Nickson. 1992 ; Hadjigeorgiou et al. 1995 ; Capes et al. 2005). [26]

La méthode de Mathews, consiste à statuer sur la stabilité des chantiers ouverts en déterminant l'indice de stabilité (N') et du rayon hydraulique (RH) du chantier analysé. Ces valeurs sont par la suite transmises sur l'abaque de stabilité empirique et le résultat correspond à une des trois régions de stabilité du chantier : une zone de stabilité, une zone de transition et une zone d'effondrement. [26]

Le rayon hydraulique est défini par :

$$RH = \frac{\text{Aire de la chambre}}{\text{Périmètre de la chambre}} \quad (\text{II. 14})$$

Le nombre de stabilité n'est défini par :

$$N' = Q' \times A \times B \times C \quad (\text{II.15})$$

Où Q' est la cote Q (Barton et al. 1974) déterminée pour le massif avec $J_w/\text{SRF} = 1$; A est le "Rock Stress Factor" (valeur comprise entre 0,1 et 1 selon Potvin 1988) ; B est l'ajustement pour l'orientation du système de discontinuités par rapport aux parois de la chambre (valeur comprise entre 0,2 et 1 selon Potvin 1988) ; et C est le facteur d'ajustement pour les instabilités causées par la gravité (valeur comprise entre 0 et 8, selon Potvin 1988). [26]

II.4. Commentaires sur les systèmes de classification

Les classifications quantitatives des massifs rocheux fracturés sont utilisées depuis plusieurs dizaines d'années pour la conception et la construction des ouvrages réalisés dans les massifs rocheux. Elles sont basées sur la connaissance des paramètres décrivant la qualité du massif rocheux et font la combinaison des différents paramètres mesurés sur le site pour arriver à mettre une note concernant la qualité du massif rocheux. [6]

Ces méthodes sont facilement utilisées au stade de l'avant-projet. Cependant elles présentent certaines limites que nous résumons ci-dessous : [6]

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

- Les propriétés complexes du massif rocheux, en particulier son anisotropie et son comportement différé (dépendant du temps) ne sont pas pris en compte. Les paramètres de déformabilité et de résistance qui en résultent sont relatifs à un milieu isotrope ;

- La notion du Volume Élémentaire Représentatif (VER) ne figure pas dans ces classifications ;

- En général, ces méthodes empiriques simplifiées ne prennent pas en compte le mécanisme de rupture, de déformation et de l'interaction du support avec la roche.

- Le RMR et le Q-système ne sont pas adaptés au cas de roches tendres ;

- La démarche de soutènement par le biais des méthodes de classification a donné des résultats satisfaisants, dans de nombreux cas de creusement à l'explosif. Toutefois, elles ne sont pas toujours adaptées aux autres méthodes de creusement (tunneliers, machine à attaque ponctuelle).

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté plusieurs méthodes de classification empiriques et analytiques des massifs rocheux. Nous retenons quelques remarques essentielles :

Les systèmes de classification prennent en considération plusieurs facteurs affectant la stabilité des massifs rocheux. Ces facteurs sont reliés notamment à la résistance de la matrice rocheuse, la présence de l'eau et la description des discontinuités (nombre de familles, espacement, rugosité, altération des épontes, matériau de remplissage...).

Vu leur simplicité, les systèmes de classification empiriques (RMR, Q-system...) sont fréquemment utilisés dans le calcul des ouvrages souterrains. Toutefois, leur emploi n'est pas suffisant pour la détermination ou le dimensionnement des soutènements et l'évaluation de la déformabilité et la stabilité des ouvrages. Le recours à ce type de classification doit être limité à la phase préliminaire de l'avant-projet (conception, étude de faisabilité...).

Chapitre III

Instabilités des talus et méthodes d'analyse

Le présent chapitre a pour but de décrire le phénomène d'instabilité des talus et d'identifier les différents types de rupture ainsi que les facteurs qui influencent la stabilité dans le domaine minier. Il présente aussi les différentes méthodes d'analyse de la stabilité des talus ainsi que l'estimation du facteur de sécurité qui aide à prévoir le comportement d'un talus et de ce fait d'éviter les dégâts dus au glissement de terrain.

Chapitre III : Instabilités des talus et méthodes d'analyse

III.1. Introduction

Les instabilités rocheuses se produisent lorsqu'un certain nombre de facteurs se réunissent et que, pour une raison ou une autre, l'état de stabilité précaire, prévalant jusque-là, passe à une situation instable se traduise par des déplacements de roches caractérisés par leurs types (glissement, écoulement, chute...).

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues, des barrages et dans les exploitations à ciel ouvert. De ce fait, ce phénomène constitue l'une des préoccupations majeures des géotechniciens et des gestionnaires des ouvrages d'art et miniers. En outre, certaines pentes naturelles peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

Dans le cas des exploitations à ciel ouvert, ce problème est d'une importance capitale pour :

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

D'un point de vue stabilité, l'étude d'une exploitation à ciel ouvert se ramène au dimensionnement des talus de la fosse.

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le cas de données limitées ou peu connues.

III.2. Facteurs influençant la stabilité

Selon Schroeder (2010), les différentes formes d'instabilités des talus rocheux dépendent de facteurs "internes" propres au massif et "externes" qui interagissent avec lui :

III.2.1. Les facteurs internes

Ils sont liés à la nature, à la morphologie des massifs rocheux et aux caractéristiques des discontinuités qui les affectent.

Ces facteurs sont ceux qui seront à étudier lors de la phase de caractérisation du massif rocheux en vue de l'évaluation de l'aléa. Ils sont déterminés en un instant donné et sont supposés constants.

III.2.2. Les facteurs externes

Ils peuvent être naturels ou en relation avec les activités humaines :

a- facteurs externes naturels

- climatiques ou biologiques favorisant l'altération du massif. Ils permettent d'expliquer la situation existant au moment de l'étude. S'ils sont importants (rapides), ils doivent être pris en compte pour la validation de l'hypothèse de la constance des caractéristiques des discontinuités ;

- liés à l'érosion de pieds de versants (action des rivières...). Ici encore, ils permettent d'expliquer la situation et doivent être considérés en termes de facteurs actifs si leur importance justifie une évolutivité rapide de la situation initialement étudiée.

b- facteurs externes anthropiques : les fronts de taille de carrières, talus de voies de communications et excavations diverses modifient la géométrie naturelle des versants, en général dans un sens allant vers l'instabilité, les modes "brutaux" d'excavation accentuent l'état de fissuration du massif, les déboisements favorisent l'altération et les ravinements etc.

III.3. Facteurs influençant la stabilité dans le domaine minier

Dans les mines à ciel ouvert les facteurs influençant la stabilité des talus sont : [37]

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

III.3.1. La hauteur des gradins

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

III.3.2. La nature des terrains

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

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

En ce qui concerne les caractéristiques physico-mécaniques :

- Le paramètre physique pris en compte lors du calcul de la stabilité est le poids volumique des terrains en place ;
- Le paramètre mécanique le plus important est sa résistance au cisaillement qui nous permet de mesurer les caractéristiques de cisaillement (cohésion et angle de frottement interne).

III.3.3. L'eau souterraine

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

III.3.4. La méthode et les phases d'exploitation

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

III.3.5. La géométrie

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

III.4. Description des mouvements de terrains

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques de nature très diverse. Vu leur diversité, plusieurs définitions sont proposés pour exprimer ces mouvements ; néanmoins, elles convergent vers le même sens.

Ces phénomènes sont définis comme étant un ensemble de déplacement, plus au moins brutaux du sol ou du sous-sol sous l'effet d'influence naturelles (fontes de neige, pluviométrie anormalement forte, érosion, séisme, volcan...) ou anthropique (terrassement, vibration, exploitation des matériaux ou de nappe aquifère, déboisement...). Ces phénomènes comprennent divers manifestations, lentes ou rapides, en fonction du mécanisme initiateur, des matériaux considérés et de leur structure.

Afin de révéler la complexité de ces phénomènes, nombreuses classifications ont été proposées. Selon (Merrien-Soukatchoff 2011) les principaux critères influents sur la classification des mouvements des pentes sont :

- La nature des terrains ;
- La teneur en eau ;
- La cinématique du mouvement ;
- La vitesse du mouvement ;
- La morphologie de la surface de rupture ;
- Le volume de la masse en mouvement ;
- La cause de la rupture.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements peuvent être distingués :

Les mouvements rapides (les plus dangereux pour les vies humaines) se propagent de manière brutale soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses. Tandis que, les mouvements lents entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. [4]

III.4.1. 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.

III.4.1.1. 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.

III.4.1.2. Les tassements

Il s'agit d'une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ces phénomènes peuvent être de grande extension et affecter des agglomérations entières, par exemple : Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètre depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe d'eau. [15]

III.4.1.3. 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 III.1 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.

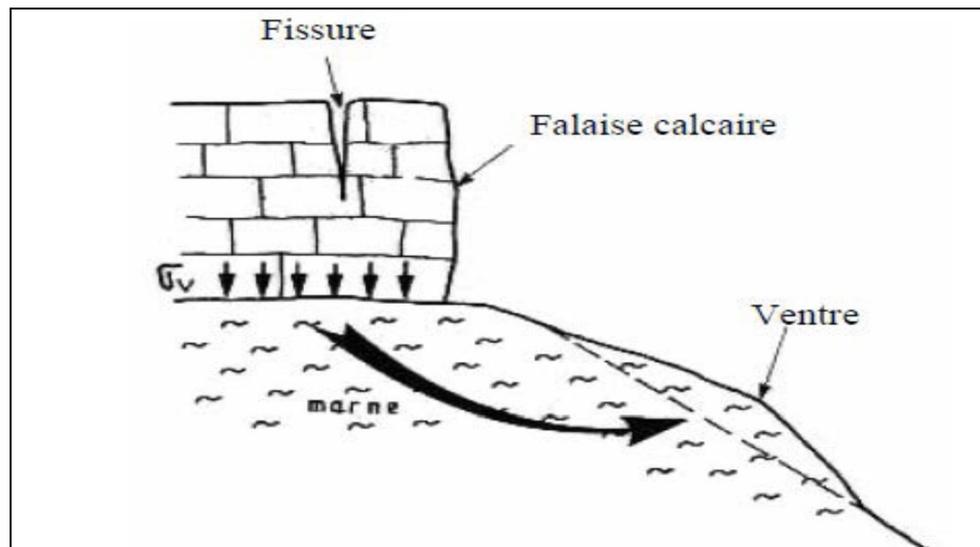


Figure III.1. Exemple de fluage. [34]

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. [34]

III.4.1.4. 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.

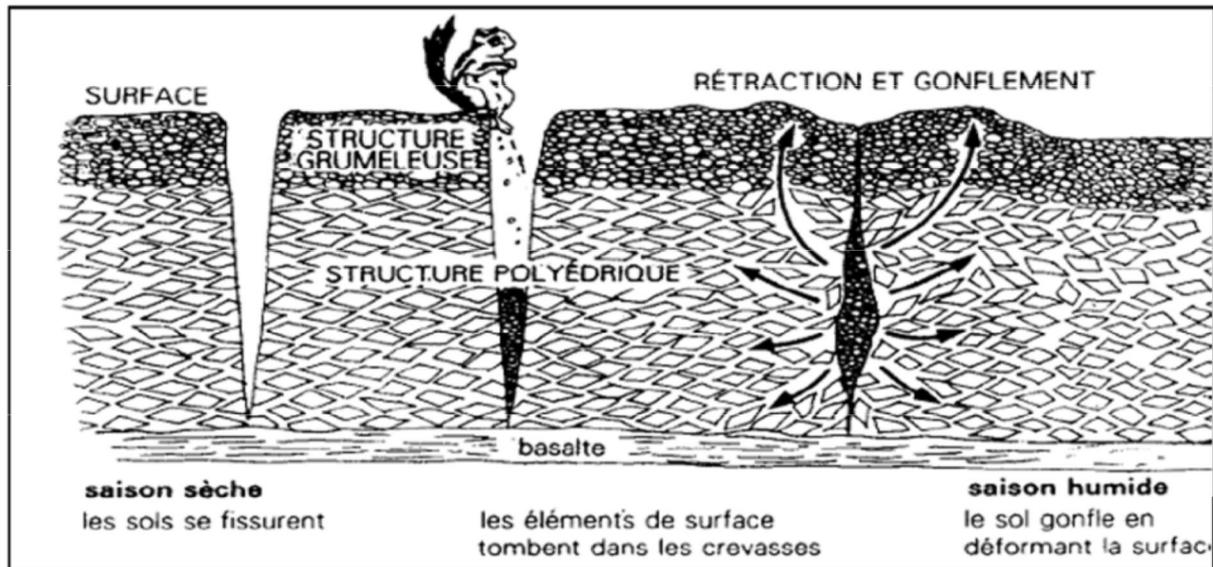


Figure III.2. Phénomène de retrait et gonflement des argiles. [34]

III.4.1.5. Les glissements

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils se produisent lorsque le massif rocheux est affecté d'un grand nombre de discontinuités. Ils sont caractérisés par une translation latérale d'une masse de matériaux au niveau d'une surface de rupture nettement individualisée et se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles...).

Les glissements sont les mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier.

Les principaux facteurs déclenchant les glissements sont généralement : [24]

- Les modifications du régime hydraulique (saturations du matériau, augmentation des pressions interstitielles, etc.) ;
- Les terrassements ;
- L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges) ;
- Les accélérations produites par des séismes.

Lors de ses travaux pour le compte de l'UNESCO, Varnes, en 1978, a élaboré un bloc diagramme idéal représentant les caractéristiques générales d'un glissement de terrain complexe, montré dans la figure ci-après :

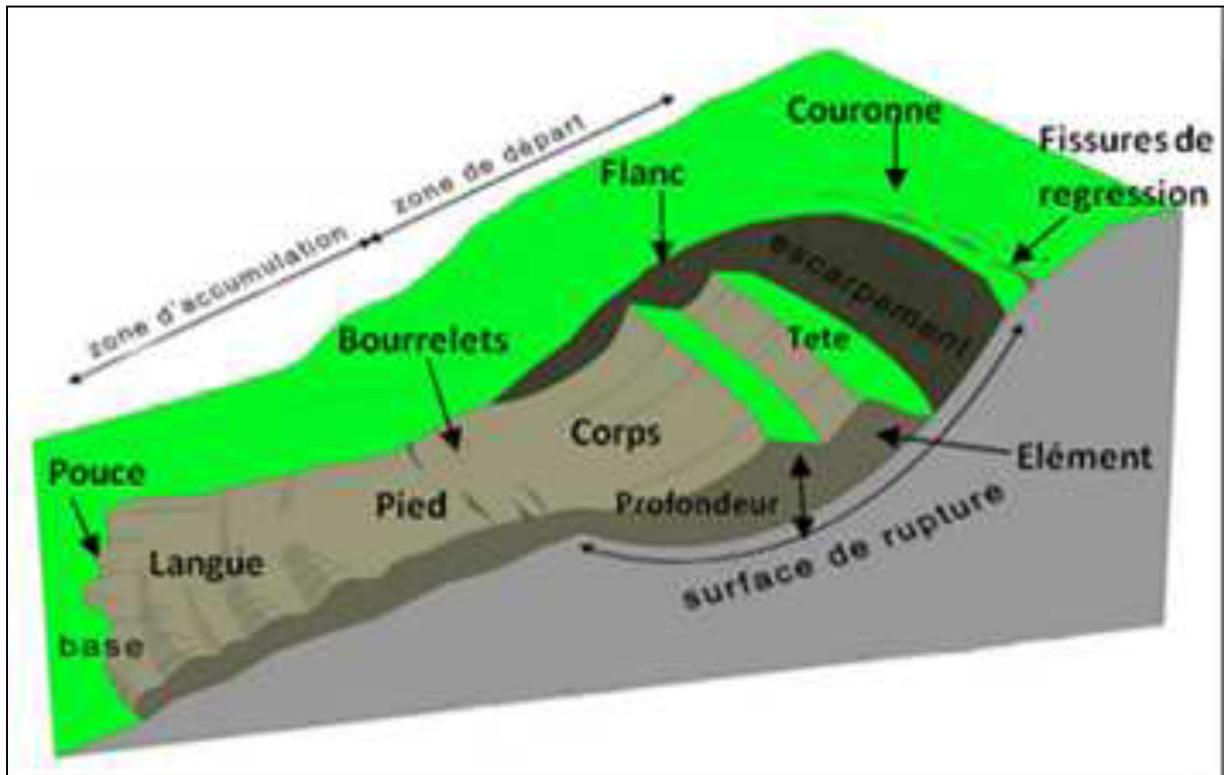


Figure III.3. Diagramme représentant le mouvement d'un versant idéal. [3]

- **Escarpement principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.

- **Couronne** : zone située au-dessus de l'escarpement principal, elle est souvent peu affectée par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans ces zones.

- **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément la partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.

- **Escarpement secondaire** : surface circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Cet escarpement confère à la masse en mouvement une structure en escalier.

- **Élément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.

- **Flan** : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.

- **Pied** : correspond à l'intersection des matériaux mobilisés avec la surface topographique initiale en aval. Il est souvent masqué par le bourrelet.

- **Extrémité inférieure (pouce)** : zone avale du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.

- **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement, témoins d'effort de compression, elles peuvent aboutir à des chevauchements dans le matériau.

- **Surface de glissement ou de rupture** : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.

- **Corps** : partie centrale du glissement recouvrant la surface de rupture.

- **Fissures et crevasses** : ruptures au sein du matériau se manifestant par des fentes importantes et des formes diverses suivant leurs position.

Selon la forme de la surface de rupture, le nombre de familles de discontinuités et leurs orientations par rapport à la surface libre de la paroi rocheuse, les glissements peuvent se présenter sous forme de :

a- Glissement circulaire (rotationnel)

Dans ce cas de mouvement, la surface de glissement est plus au moins circulaire, le mouvement est caractérisé par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontale plus au moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance de déplacement. Il se produit en particulier dans des terrains meubles et les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées. [4]

Ces mouvements encore se décomposent en deux autres classes :

- **Glissement circulaire simple** : la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire. Il est caractérisé par des ravinelements et des arrachements importants des masses rocheuses. Dans un tel glissement on distingue :

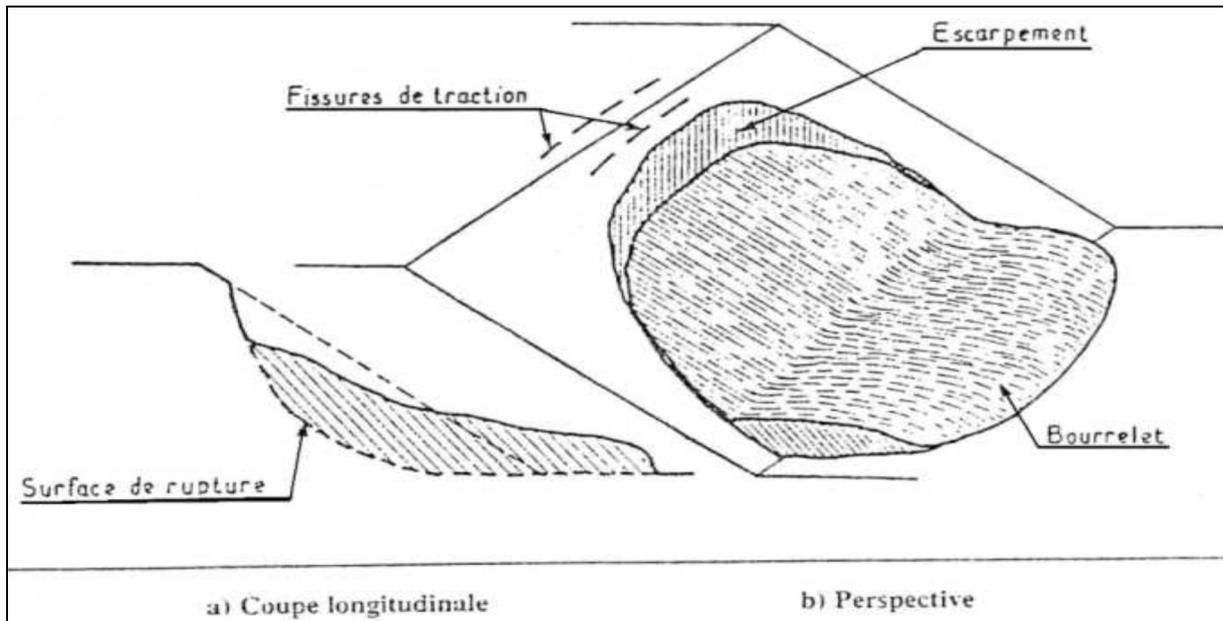
- Des fissures de traction et un escarpement au sommet correspondant au départ de la surface de glissement ;

- Un bourrelet formé par des matières glissées à la base. [3]

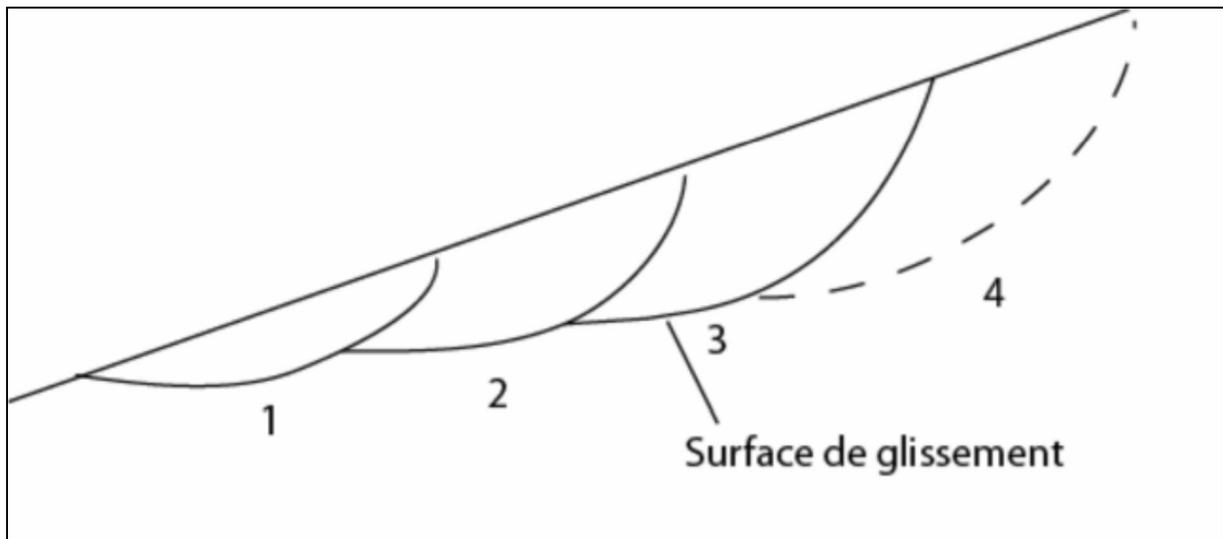
Les causes d'instabilité peuvent être dues soit à :

- Une augmentation des sollicitations ;

- Une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance au cisaillement) des sols.



- **Glissement circulaire 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. [24]



b- Glissement plan

Il se produit suivant un plan au niveau d'une surface de discontinuité géologique (zone entre deux matériaux de nature différente, failles, joints de stratification,...etc.). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques mécaniques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ». [37]

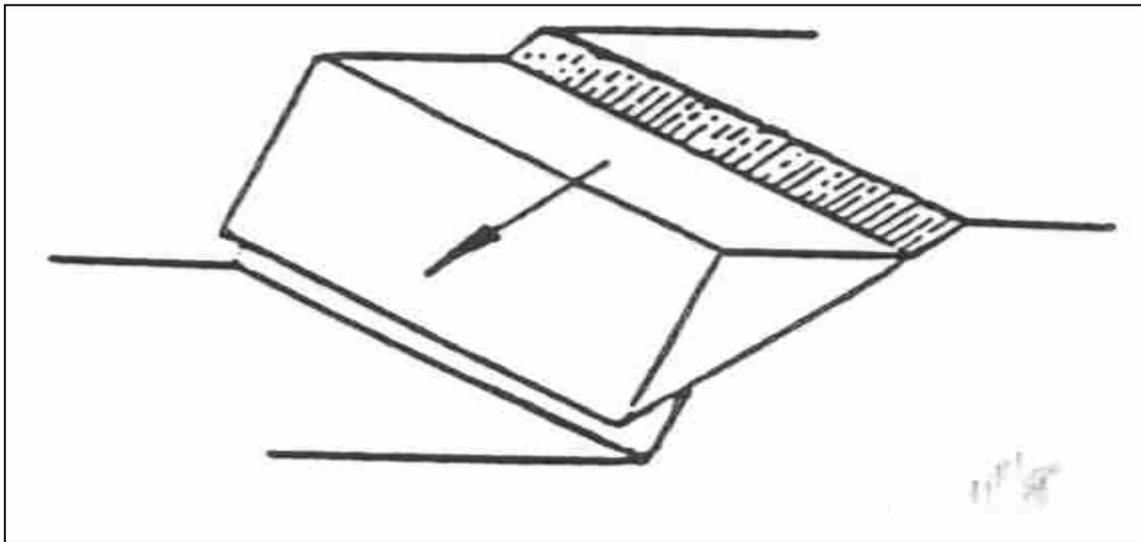


Figure III.6. Glissement plans.



Figure III.7. Cas du glissement plan de la mine de Kef Essnoun (26/03/2015, prise à Djebel El Onk -Tébessa-). [3]

c- Glissement de coin (dièdre)

Etant formé par deux plans de discontinuités dont l'orientation permet le glissement du bloc vers la surface libre. [37]

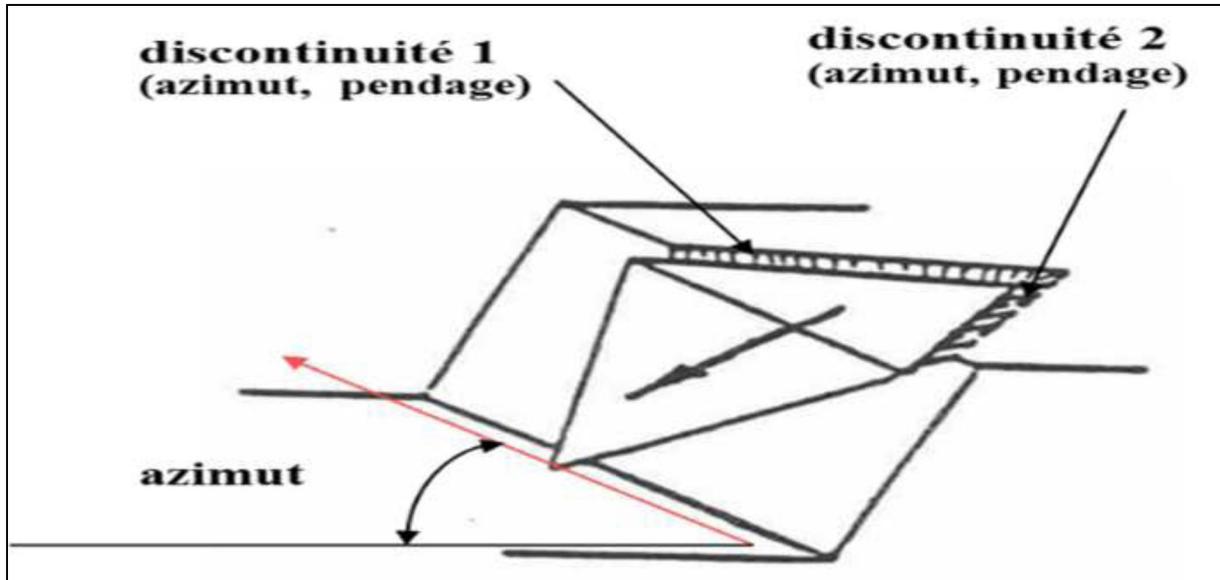


Figure III.8. Glissement en dièdre le long de l'intersection de deux discontinuités.



Figure III.9. Glissement en dièdre dans un massif (Aokas –Bejaia-, 2015). [3]

d- Rupture par basculement (toppling)

Ce mode de rupture est beaucoup plus rare que les 3 autres précédents. Il se produit lorsque le massif est découpé par une famille de fissures importantes qui présente les caractéristiques suivantes :

- Orientation parallèle au talus ;
- Fort pendage ;
- Ecartement réduit entre les fissures, ce qui conduit à la formation de plaques de faible épaisseur.

La rupture se produit par décollement des plaques et leur basculement. Une dégradation progressive des gradins pourrait conduire à l'instabilité du talus. [1]

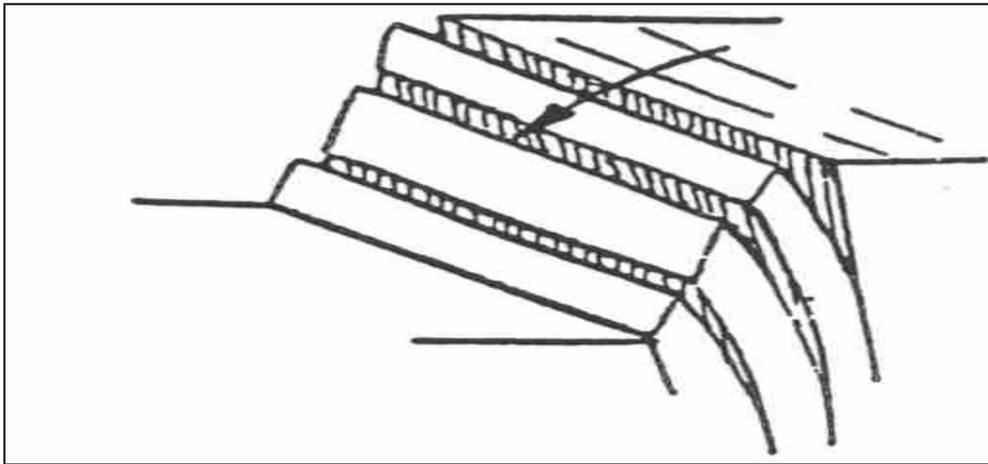


Figure III.10. Basculement de roche dure avec des discontinuités de très fort pendage. [37]

III.4.2. Les mouvements rapides

III.4.2.1. Les écroulements

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses qui se détachent d'une paroi en se désorganisant. Ils sont représentés par l'effondrement d'un pan de falaise verticale pour venir former, au pied du versant, des nappes de matériaux grossiers qui peuvent s'étendre sur plusieurs kilomètres. Ils se produisent pour des configurations géologiques particulières : fissures parallèles à la surface libre ou présence d'un banc érodable sous une couche résistante,...etc. [18]

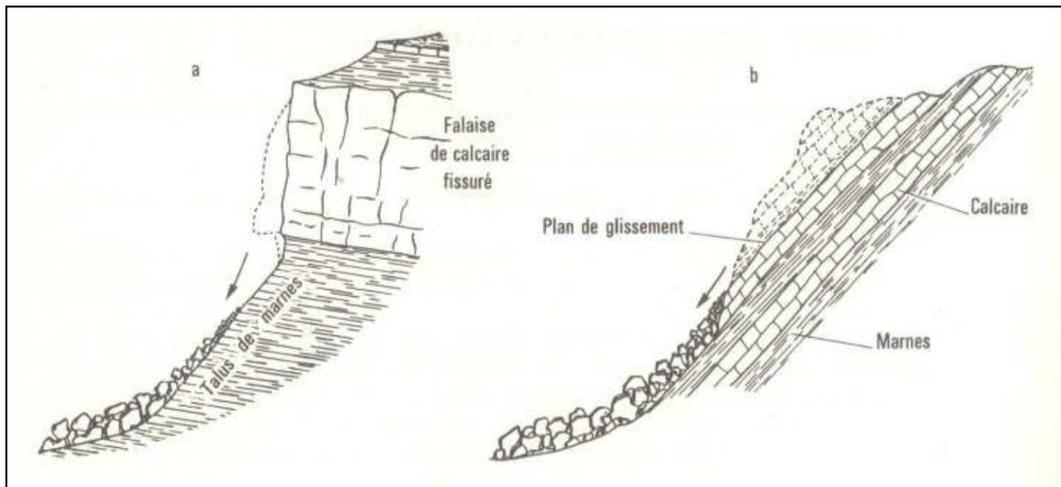


Figure III.11. Deux types d'écroulement : a) par rupture d'un plan de falaise ; b) à la suite d'un glissement plan. [29]



Figure III.12. Ecoulement a Aokas (Bejaia, 2015). [3]

III.4.2.2. 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. [15]

III.4.2.3. Les coulées

Elles se produisent à partir du matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. On distingue

plusieurs types de coulées telle que : coulées boueuses (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne). [1]



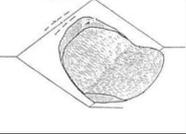
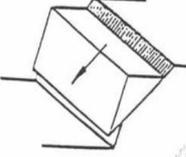
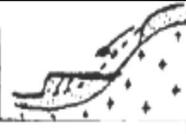
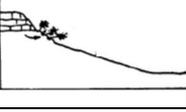
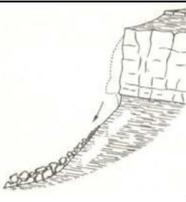
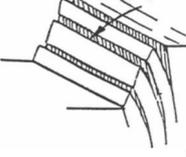
Figure III.13. Coulée de boue.

III.4.2.4. 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. [15]

Une compilation des différents types de mouvements de terrain est donnée dans le tableau III.1.

Tableau III.1. Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés. [5]

Classes	Types	Schémas	Terrains concernés	Remaniements interne	Vitesses moyennes
Glissements de terrains	Glissement circulaire		Roches peu cohérentes : - Marnes ; - Alluvions ; - Moraines.	Plutôt faible	Quelques cm à quelques m par jour Discontinu Glissement (saison)
	Glissement plan				
	Glissement de niveau d'altération		Altérites		Quelques m par jour Discontinu (saison)
Coulées	Coulées de Solifluxion		Roches meubles	Plutôt fort	Plusieurs m par secondes Variable selon la fluidité
	Coulées boueuses				
Ecoulements	Ecoulements de surplomb		Roches cohérentes stratifiées ou non		
	Ecoulement d'aval pendage				
Toppling	Fauchage			Variable selon le stade	

III.5. Principe de l'évaluation de la stabilité

Selon la forme de la surface de glissement adoptée, l'évaluation de l'état de stabilité se réalise par des méthodes de calcul développées par les chercheurs pour estimer l'état d'équilibre du versant en se basant sur la valeur d'un coefficient de sécurité F_s . [3]

Ce coefficient permet d'apprécier la marge de sécurité vis à vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions : [39]

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{\text{résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (\text{définition de Bishop}) \quad (\text{III. 1})$$

Il faut noter qu'avec cette définition, la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

$$F_s = \frac{\text{effort résistant}}{\text{effort moteur}} \quad (\text{III. 2})$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$F_s = \frac{\text{moment résistant}}{\text{moment moteur}} \quad (\text{définition de Fröhlich}) \quad (\text{III. 3})$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en 3D).

$$F_s = \frac{H_c}{H} = \frac{\text{hauteur critique}}{\text{hauteur réelle}} \quad (\text{III. 4})$$

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture ($F_s=1$).

Selon les valeurs du coefficient de sécurité, on peut évaluer l'état de la stabilité du talus comme le montre le tableau III.2 ci-après.

Tableau III.2. Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité. [7]

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

A l'issue des expériences, une classification a été proposée par la société internationale de la mécanique des roches qui est la suivante : (tableau III.3).

Tableau III.3. Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité. [14]

$F_s < 1$	talus instable
$1 < F_s < 1,5$	glissement possible
$F_s > 1,5$	généralement stable

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite ;
- Les méthodes des éléments finis ;
- Les méthodes des abaques.

III.6. 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.

III.6.1. Les méthodes d'équilibre limite

Les méthodes d'équilibre limite sont très simples à utiliser et bien adaptées pour une première estimation rapide de la stabilité des pentes. Elles peuvent être appliquées à l'étude de la rupture par glissement plan, dièdre ou par basculement. Ces méthodes sont largement utilisées pour l'étude de la stabilité des blocs rocheux (Hoek et Bray, 1977). Elles sont largement utilisées pour l'étude de la rupture à travers une surface circulaire de cisaillement. [3]

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 équilibrer le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

III.6.1.1. Principe des méthodes d'équilibre limite

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement. [38]

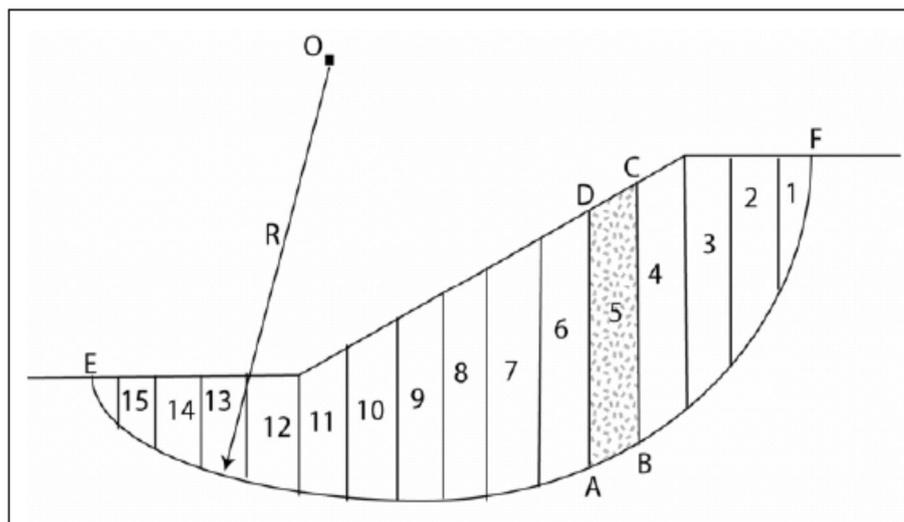


Figure III.14. Découpage d'un talus en tranches.

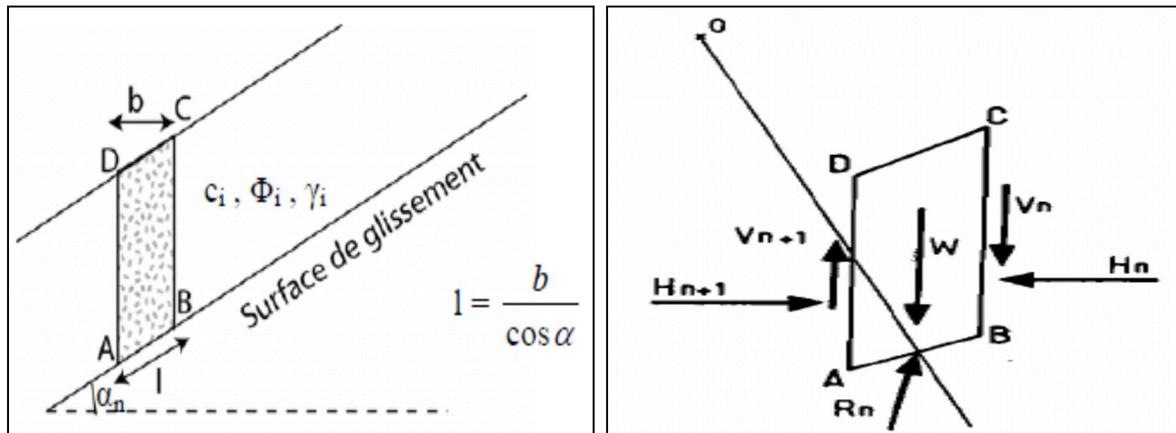


Figure III.15. Les forces agissantes sur une tranche.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux (figure III.14).

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à : (figure III.15).

- Son poids
$$W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n \quad (III.5)$$
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1} ;
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

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.

III.6.1.2. Méthode de Fellenius (1936)

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que : [1]

- La ligne de glissement est de forme circulaire ;
- On néglige totalement les efforts inter-tranches ;
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W (figure III.16).

Par rapport au centre O, on peut définir : [1]

- Le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement ;
- Le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n .

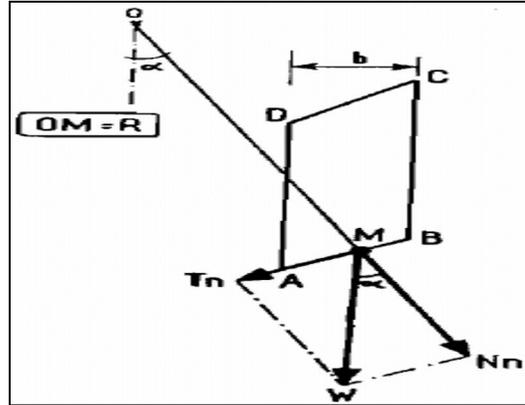


Figure III.16. Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de Fellenius.

D'après la loi de Coulomb :

$$R_n = c_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \Phi_n \tag{III.6}$$

Par ailleurs : $N_n = W_n \cos \alpha_n$ (III.7)

Donc : $R_n = c_n \cdot AB + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_n$ (III.8)

D'autre part : $AB = l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$ (III.9)

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum_1^m R_n \cdot (c_i \cdot \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + w_n \cos \alpha_n \tan \Phi_i) \tag{III.10}$$

Où : m : nombre total de tranches ;

C_i, Φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

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

Par ailleurs : $T_n = W_n \sin \alpha_n$ (III.11)

En remplaçant (III.10) et (III.11) dans la formule de F_s , on obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum_1^m R. (c_i. b_n / \cos \alpha_n + w_n \cos \alpha_n \tan \Phi_i)}{\sum_1^m w_n \sin \alpha_n} \quad (\text{III. 12})$$

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

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

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

III.6.1.3. Méthode de Bishop simplifiée (1954)

Dans cette méthode on considère que : [1]

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire ;
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$).

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_1^m (c_i. b_n + w_n \tan \Phi_i)}{m \alpha \sum_1^m w_n \sin \alpha_n} \quad (\text{III. 13})$$

Avec

$$m \alpha = \cos \alpha_n \left[1 + \frac{\tan \alpha_n \tan \Phi_i}{F_s} \right] \quad (\text{III. 14})$$

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

La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop simplifiée. Les écarts sur F_s peuvent atteindre 10%. La méthode de Fellenius a l'avantage de la simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants. [1]

III.6.1.4. Méthode de Janbu (1956)

La méthode de Janbu détermine le coefficient de sécurité par l'équilibre de forces horizontales. Comme dans la méthode simplifiée de Bishop, cette méthode considère les forces normales inter-tranche (E), mais néglige les forces de cisaillement (T). La force normale (P) est déterminée comme dans la méthode de Bishop simplifiée (figure III.17.b). [1]

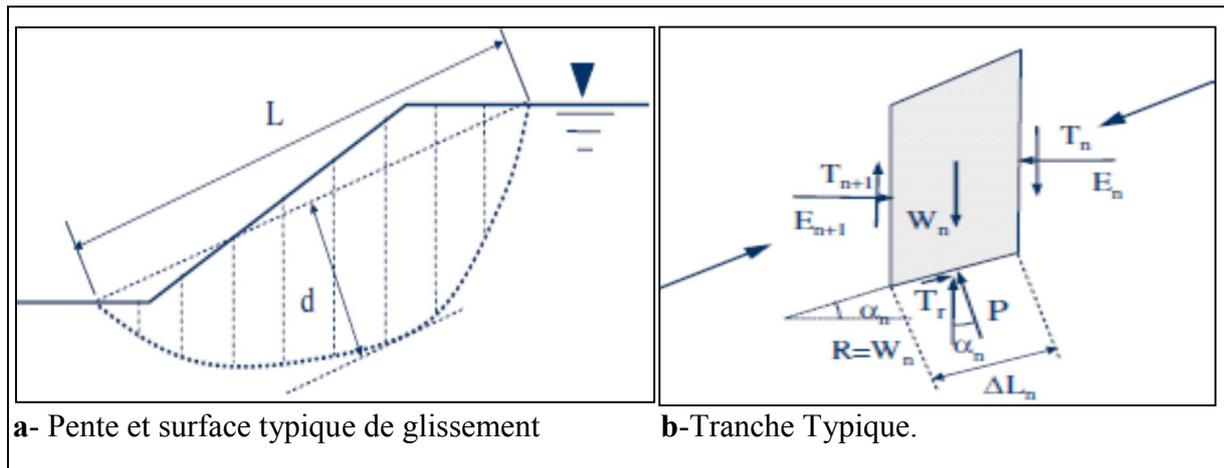


Figure III.17. Forces considérées dans la méthode de Janbu.

Janbu calcule d'abord un facteur de sécurité non corrigé F_{S0} qui est déterminé comme suit :

$$F_{S0} = \frac{\sum_1^m [b_n \tan \Phi_i [c_i + ((w_n/b_n) - u)]/n_\alpha]}{\sum_1^m w_n \tan \alpha_n} \quad (\text{III. 15})$$

Avec :

$$n_\alpha = \cos^2 \left(1 + \tan \alpha_n \frac{\tan \Phi_i}{F_{S0}} \right) \quad (\text{III. 16})$$

w_n / b_n : est la contrainte verticale totale ;

b_n : est la largeur de la tranche n ;

α_n : l'inclinaison de la surface de glissement au milieu de la tranche n ;

u : pression de l'eau interstitielle.

On peut remarquer que la méthode de Janbu, satisfait l'équilibre des forces et considère les forces normales inter-tranche E. C'est une méthode indirecte (itérative, puisque F_{S0} est des deux côtés de l'équation). Elle est utilisée généralement pour une surface de cisaillement composée (surface de glissement générale) (figure III.17.a).

Janbu a introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité original, pour pallier aux effets des forces de cisaillement inter-tranche. Avec cette modification, la méthode de Janbu donne des valeurs du coefficient de sécurité F_s plus importants, comme :

$$F_s = f_0 \times F_{s0} \quad (\text{III.17})$$

Le facteur de correction dépend du rapport entre profondeur et longueur de la surface de rupture (d/L) (figure III.18). Le coefficient de sécurité, avec ce facteur de correction, peut augmenter de 5 à 12%, donnant une marge inférieure dans le cas du frottement seul. [1]

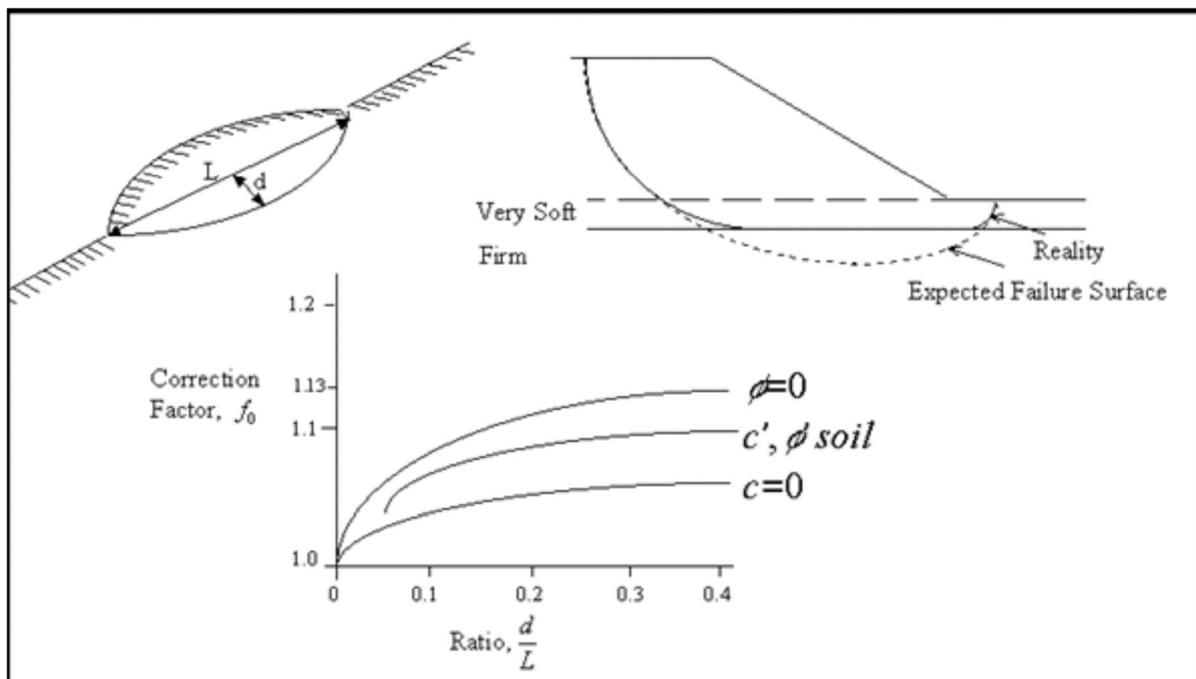


Figure III.18. Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur de la surface de rupture.

Il y'a toute une série de procédures d'équilibre limite qui a été élaborée pour analyser la stabilité statique des talus. Les pentes homogènes sont habituellement analysées par les méthodes présentées ci-dessus (Bishop simplifiée, 1954 ; Janbu 1956), qui assument les surfaces de rupture circulaires. Quand les conditions du sol ne sont pas homogènes, les surfaces de rupture sont susceptibles d'être non circulaires. Dans ces cas, il est préférable d'utiliser des méthodes comme Morgenstern Price (1965), Spencer (1967). [21]

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

III.6.1.5. Les inconvénients de la méthode d'équilibre limite

1- Dans l'hypothèse des mouvements du corps rigide, la déformation à l'intérieur du massif glissant est complètement ignorée. L'observation des modes de rupture dans les pentes de grande échelle montre que ceci est une sur-simplification (Sjoberg, 1996), étant donné l'importance des contraintes normales le long de la surface de rupture dans les méthodes d'équilibre limite. Ces types d'erreurs peuvent mener à des résultats loin de la réalité en termes de champs des contraintes ;

2- Une autre limitation des méthodes d'équilibre limite est que la surface de rupture doit être connue d'avance.

Le calcul des facteurs de sécurité pour des surfaces de ruptures de pente circulaire et non circulaire en utilisant l'analyse d'équilibre limite des approches (telles que celles de Janbu, Spencer...etc.), peut être mené par Slide qui est un logiciel bidimensionnel développé par Rocscience.

III.6.1.6. Présentation du logiciel Slide

Le logiciel Slide est conçu pour l'analyse de la stabilité des pentes. Il peut être utilisé pour concevoir et/ou analyser des pentes naturelles ou d'ingénieries tels les remblais, les barrages en terre et les talus et bord de mines. Ce programme a la capacité d'analyser à la fois une surface de rupture non circulaire définie par l'utilisateur et la recherche de la surface de rupture minimale non circulaire. Slide a une interface graphique qui fournit un large éventail de modélisation et d'interprétation de données de fonctionnalités. Il permet aussi : [3]

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

a- Les caractéristiques de modélisation par Slide

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

Cette incertitude signifie que les ingénieurs doivent analyser divers scénarios possibles afin d'éviter les surprises et un comportement inattendu. [3]

b- Les étapes de modélisation par Slide :

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

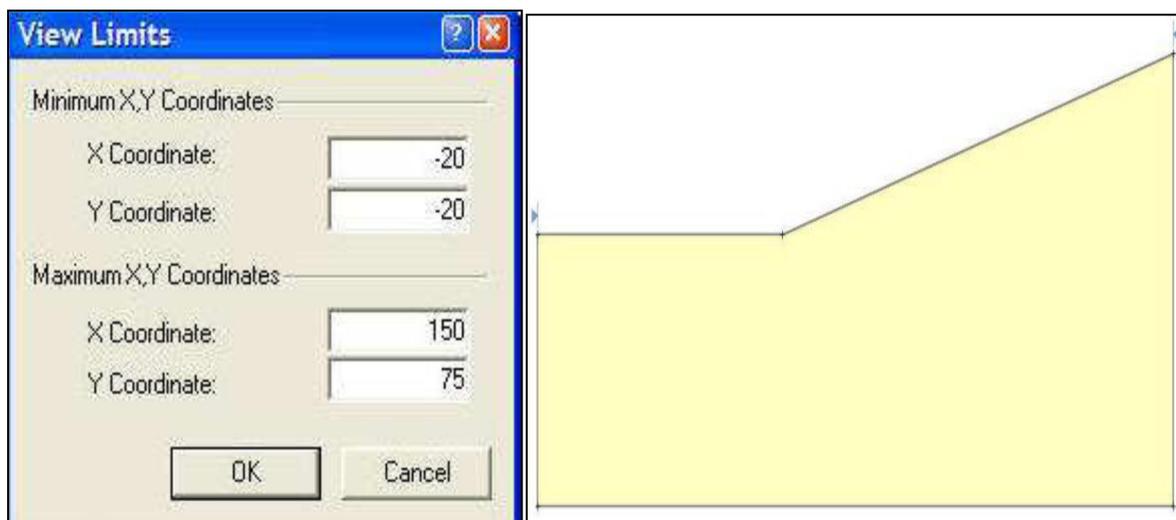


Figure III.19. Fenêtre de sélection des limites du model (Logiciel Slide 6.0).

- **Localisation des surfaces critiques** : L'un des aspects les plus importants de l'analyse de la stabilité des pentes est de trouver la surface de glissement. Les développeurs de ce logiciel ont mis en œuvre des techniques de recherche prouvées pour localiser les deux surfaces de glissement ; circulaires et non circulaires. Ils aident les ingénieurs à déterminer les surfaces critiques. Les techniques employées par ce logiciel sont :

- ✓ La recherche de la grille de surface circulaire ;
- ✓ La détermination d'une seule surface circulaire définie par un centre et un rayon ou par trois points sur la surface ;

- ✓ La recherche auto-affiner : une technique itérative pour localiser le cercle de glissement minimum en utilisant les résultats d'une itération précédente pour réduire la zone de recherche dans l'étape suivante ;
- ✓ La recherche de bloc non-circulaire en utilisant la génération aléatoire de surface de glissement.

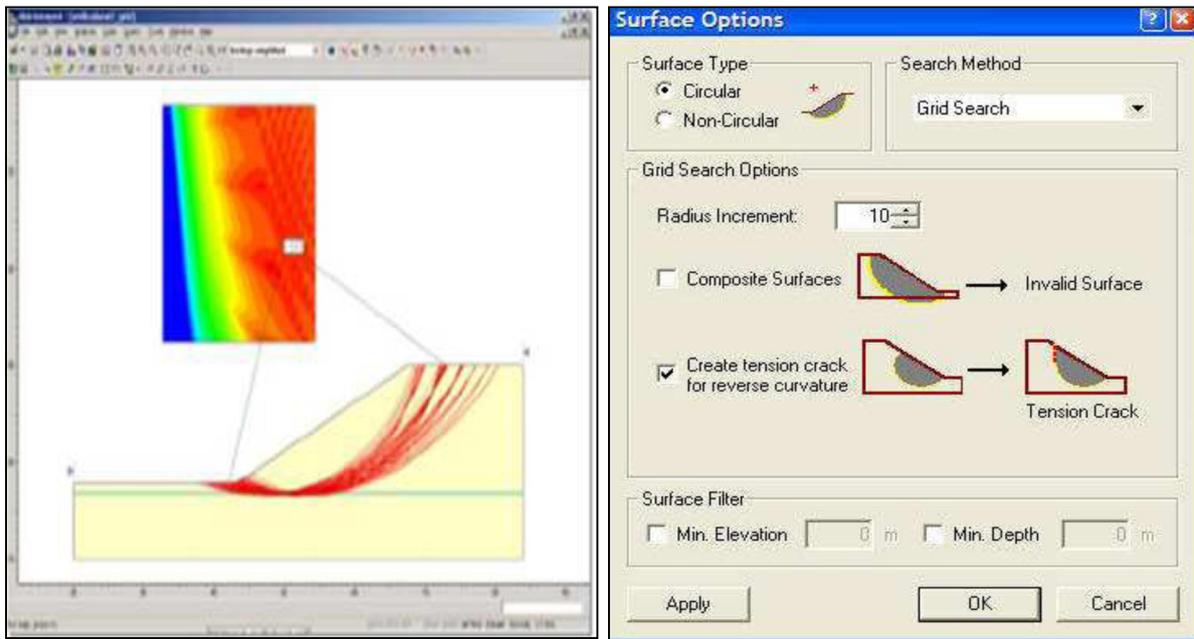


Figure III.20. Fenêtre de sélection de la surface de glissement (Logiciel Slide 6.0).

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

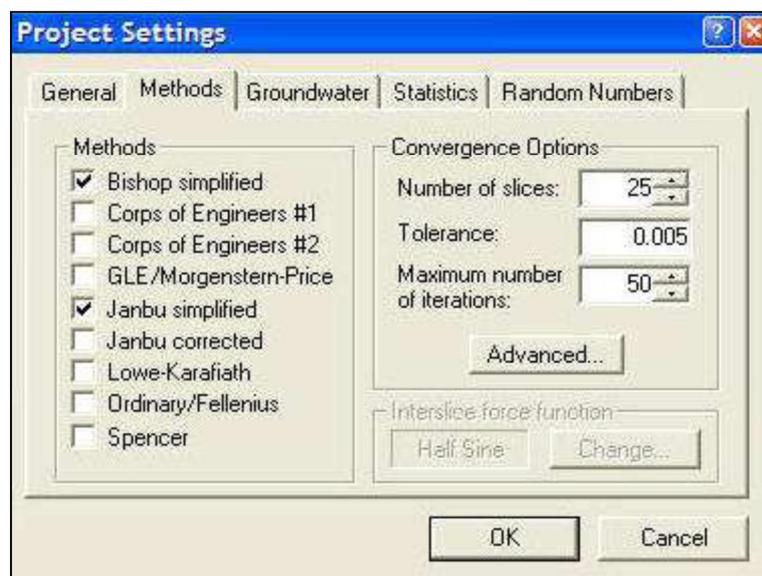


Figure III.21. Fenêtre de sélection des méthodes d'analyse (Logiciel Slide 6.0).

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

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

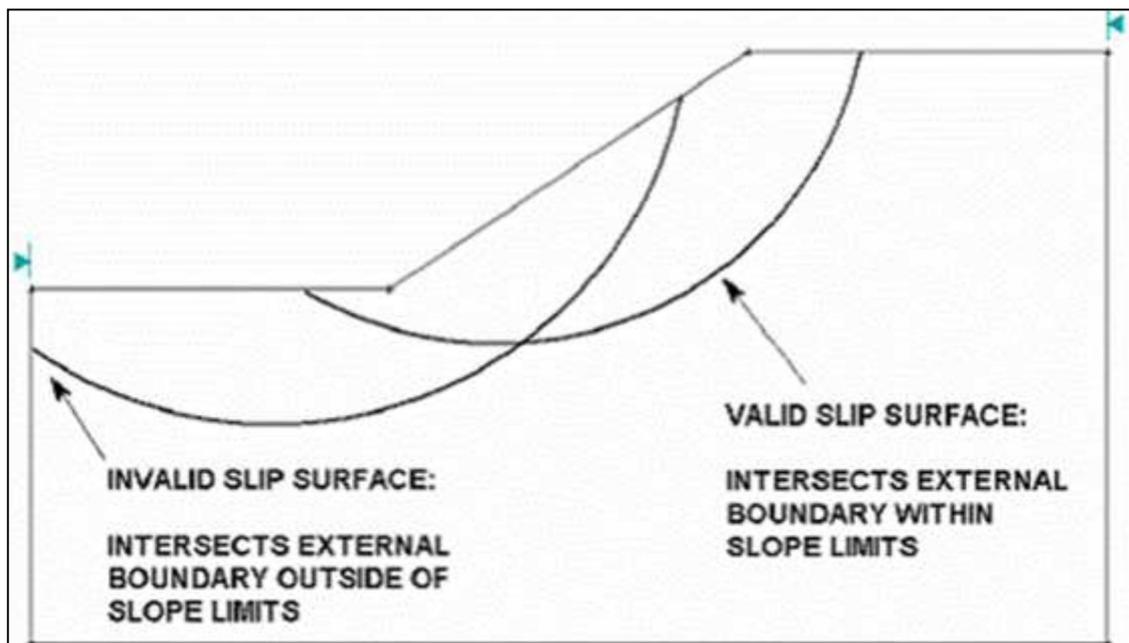


Figure III.22. Exemple de validation de surface de glissement (Logiciel Slide 6.0).

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

Pour chaque point de la grille de centre de glissement, les rayons maximaux sont déterminés sur la base des distances du centre de glissement, à la surface de la pente, comme le montre la figure III.23. Le rayon d'incrément est ensuite utilisé pour déterminer le nombre de cercles de glissement générés entre le minimum et le maximum des cercles de rayons à chaque point de la grille.

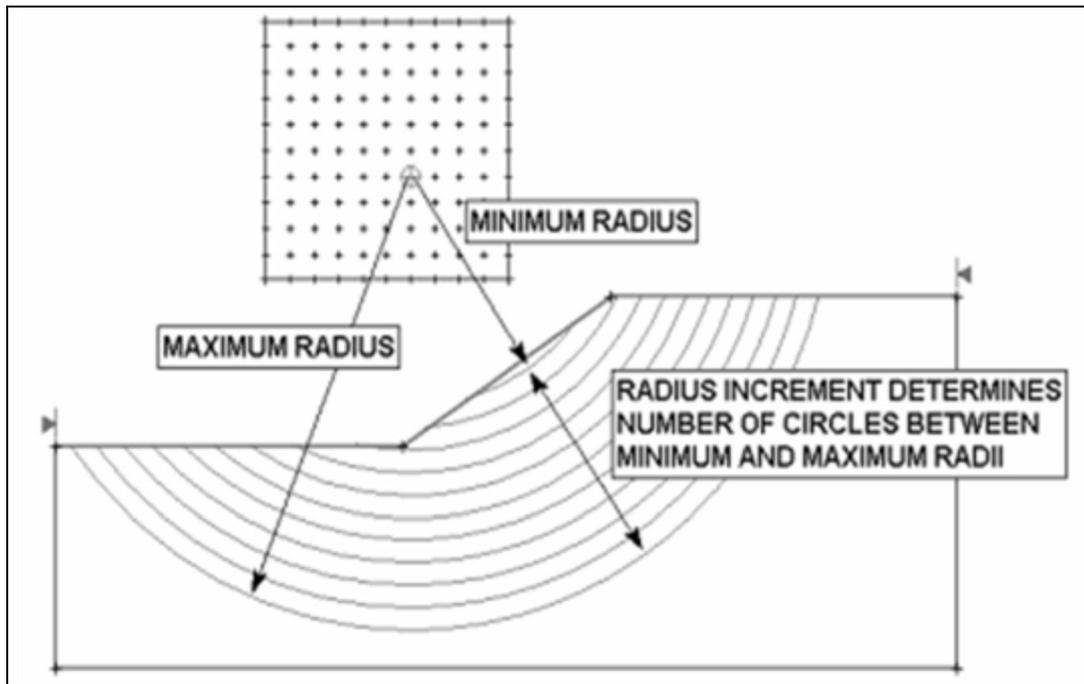


Figure III.23. Exemple de détermination du nombre de cercles de glissement (Logiciel Slide 6.0).

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

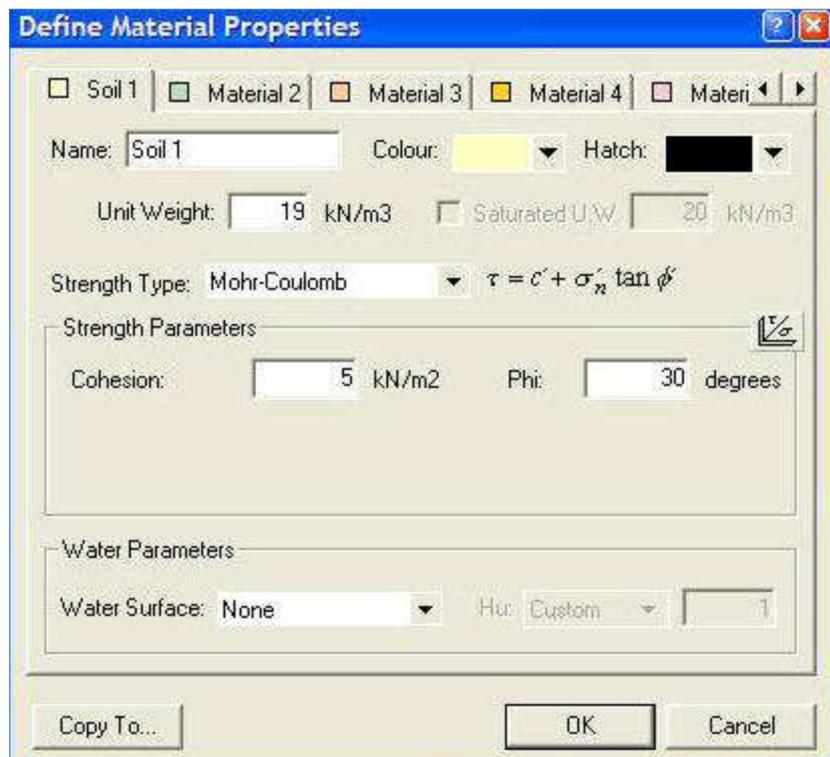


Figure III.24. Fenêtre de saisie des propriétés des matériaux (Logiciel Slide 6.0).

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

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

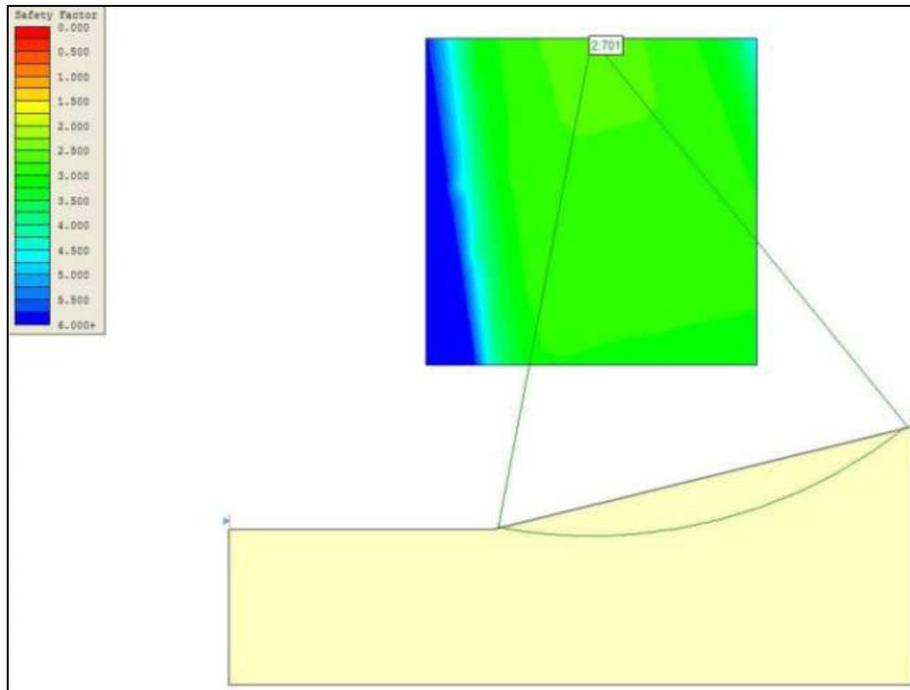


Figure III.25. Exemple d'interprétation des résultats (Logiciel Slide 6.0).

III.6.2. La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis trouve son application principale dans les milieux continus. Elle a permis de résoudre et d'expliquer plusieurs problèmes relatifs au comportement des talus instables (notamment le phénomène de rupture progressive s'amorçant en pied de talus).

La méthode des éléments finis permet de modéliser un système physique faisant intervenir plusieurs variables. Elle consiste à discrétiser le domaine d'étude d'un milieu continu par des éléments dits "finis", qui sont reliés par un nombre fini de points dits "nœuds", situés sur leurs frontières. L'ensemble de ces éléments doit constituer un domaine aussi proche que possible du domaine d'étude.

Sur chaque élément une fonction approchée est définie par approximation sur les nœuds de l'élément, afin de lier les déplacements à l'intérieur de l'élément en fonction des déplacements des nœuds. Les déplacements des nœuds seront les inconnues de base du problème.

L'état de déformation à l'intérieur d'un élément est déterminé à partir de l'état de contrainte de l'élément et des lois de déformation du milieu.

L'application du théorème de l'énergie potentielle, permet d'avoir une relation liant forces extérieures appliquées sur le système étudié et les déplacements aux nœuds.

La méthode des éléments finis peut étudier des milieux à caractéristiques mécaniques homogènes ou hétérogènes. Elle peut prendre en compte des comportements rhéologiques variés : élasticité, plasticité, viscosité et peut traiter les problèmes dynamiques.

Dans les massifs fissurés, la méthode des éléments finis trouve cependant ses limites. La discrétisation devient très lourde et il est difficile de bien représenter le domaine d'étude. Pour des massifs présentant quelques fissures, celles-ci sont représentées par des éléments dits "joints", afin de prendre en compte leurs caractéristiques mécaniques qui sont différentes de celles du milieu continu.

Quant aux massifs très fracturés, ils sont étudiés comme des milieux continus ayant des caractéristiques mécaniques équivalentes à celles des milieux réels.

Une étude de stabilité de talus dans un massif rocheux, par la méthode des éléments finis, nécessite le calcul des contraintes et des déformations qui seront développées dans le massif après le creusement du talus. Suivant le critère de rupture adopté (ou d'état de contrainte limite à ne pas dépasser) et la répartition des zones critiques (ou en rupture) dans le talus, on juge de son état de stabilité. [40]

III.6.3. La méthode des abaques

Le principe de cette méthode consiste en l'estimation de facteur de sécurité en fonction de plusieurs paramètres : la hauteur de gradin (H_g) et l'angle d'inclinaison (α) qui représentent les paramètres de talus ; le poids volumique (γ), la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (φ) qui représentent les paramètres de matériau à étudier. [30]

Plusieurs auteurs ont proposé leurs propres abaques, on distingue : l'abaque de Hoek, de Fellinius, de Bishop-Morgenstern (1960) et de Morgenstern (1963).

III.6.3.1. L'abaque de Hoek

Cette méthode établie par Hoek, est utilisée pour calculer le coefficient de sécurité F_s . Pour détermination de ce dernier il suffit de connaître la fonction de l'angle du talus (X) et la fonction de la hauteur du gradin (Y). Le point d'intersection de ces dernières nous permet de déterminer le coefficient de sécurité correspondant. [30]

Les fonctions X et Y sont définies par les formules suivantes :

$$X = \alpha - (1.2 * \varphi) \quad (\text{III. 18})$$

$$Y = \frac{\gamma * Hg}{C} \quad (\text{III. 19})$$

Où :

α : angle du talus (°) ;

φ : angle de frottement interne (°) ;

γ : poids volumique de la roche (KN/m³) ;

Hg : hauteur du gradin (m) ;

C : cohésion de la roche (KN).

L'abaque de Hoek permet aussi de déterminer les fonctions réciproques de facteur de sécurité, c-à-d de déterminer la hauteur critique des gradins et l'angle d'inclinaison critique de talus en fonction d'un facteur de sécurité critique. [30]

La figure suivante illustre l'abaque de Hoek et les fonctions X et Y utilisées pour déterminer le facteur de sécurité (Fs) :

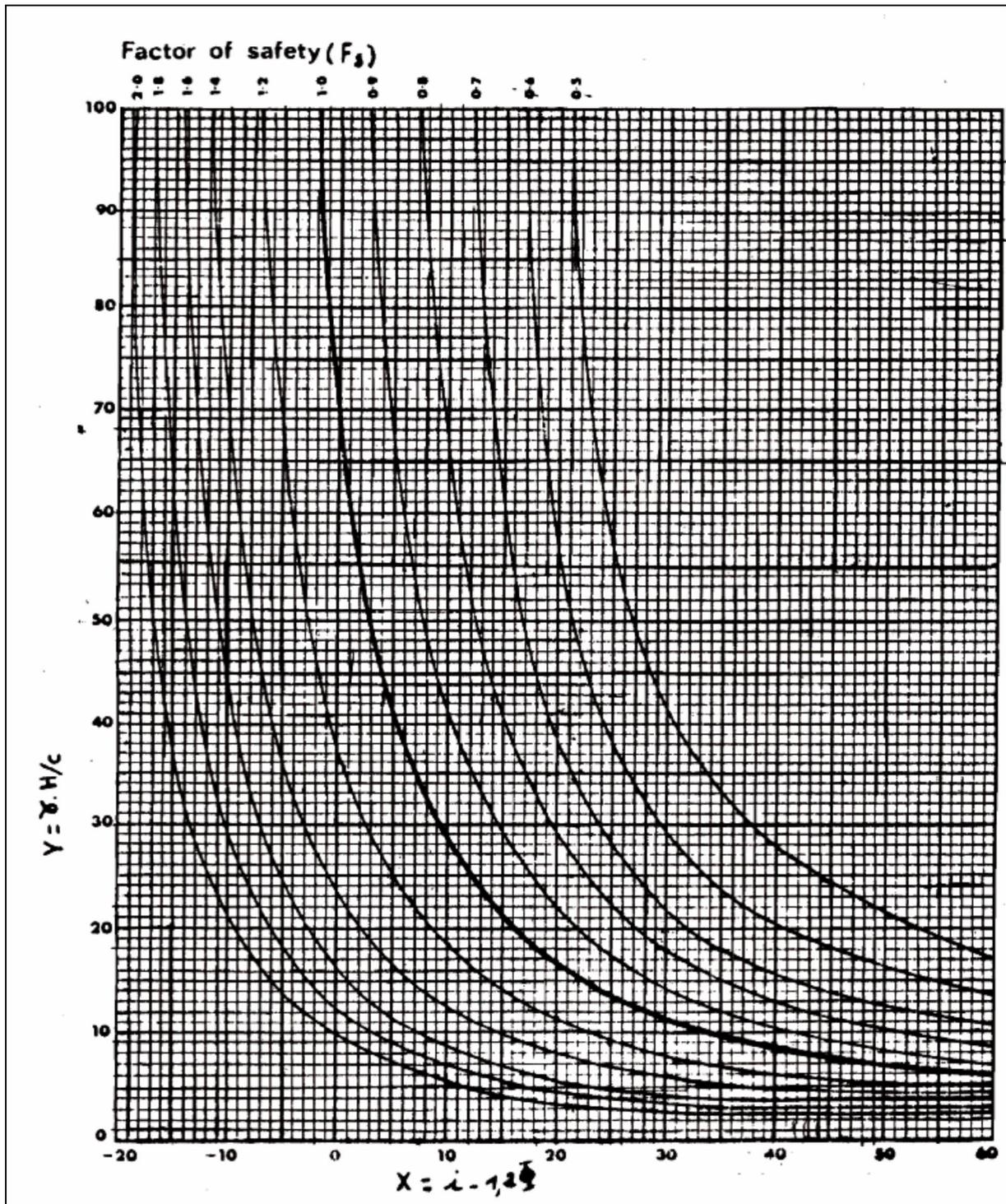


Figure III.26. Abaque de Hoek pour le calcul de facteur de sécurité (F_s).

III.7. Conclusion

Les mouvements de terrain sont des événements soudains qui s'effectuent à cause de l'empilage de plusieurs facteurs cités dans ce chapitre, une seule cause isolée ne 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), l'action de l'eau et même aussi l'action humaine.

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

Chapitre IV

Conditions géologiques et minières de gisement

Le présent chapitre présente brièvement la mine de Boukhadra. Il s'agit d'une description géologie et hydrogéologiques du gisement de fer exploité par Arcelormittal ainsi que la méthode et les paramètres d'exploitation avec toutes ses étapes primordiales qui sont aussi des critères à prendre en compte lors de l'évaluation de la stabilité.

Chapitre IV : Conditions géologiques et minières de gisement

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous développons deux axes sur la base des analyses documentaires et des données recueillies sur terrain. Le premier se base sur la connaissance des conditions géologiques et hydrogéologiques de gisement qui sont des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage minière. Ces conditions géologiques et hydrogéologiques sont donc des outils très importants pour le géotechnicien pour qu'il obtienne une image aussi complète que possible des caractéristiques du massif rocheux traversé et toutes autres structures qui peuvent influencer la stabilité de la zone en question. Le second axe concerne la méthode et les paramètres d'exploitation qui sont aussi des critères à considérer lors de l'évaluation de la stabilité.

IV.2. Historique de la mine

L'exploitation de la mine de Boukhadra fut entamée durant l'époque Romaine pour l'extraction du cuivre dans la zone du pic ; par la suite l'exploitation a porté sur le zinc et autres poly-métaux par la concession de Boukhadra (Mr TADRO).

-De 1903 à 1926, la concession de MOKTA EL HADID avait entrepris des travaux de recherches systématiques par des galeries entre les niveaux 845-1225 ;

-De 1926 à 1966, date de nationalisation des mines, c'était la société de l'Ouenza qui exploitait le gîte de Boukhadra. Cette dernière avait effectuée de la recherche systématique Par des travaux miniers et par des sondages sur le gisement de Boukhadra ;

-Durant la période de 1967 à 1984, la SONAREM était chargée de l'exploitation et des recherches sur les gîtes ferrifères de l'Ouenza et Boukhadra ;

Après la restructuration des entreprises (1983 - 1984), c'était FERPHOS qui gérait, exploitait et développait ces recherches sur l'ensemble des gîtes ferrifères existants sur le territoire national.

-Depuis la date du 18/10/2001, et dans le cadre de partenariat avec l'étranger, le holding L.N.M.N.V a signé l'accord de partenariat avec HADID OUENZA - BOUKHADRA filiale FERPHOS avec 70% pour la première ;

-Le 01/01/2005 la nomination a été modifiée par Mittal steel Tébessa ;

-Le 18/08/2007 la nomination a été modifiée par Arcelormittal Tébessa. [28]

IV.3. Situation géographique

La région est située dans les monts du Méllègue (Nord Est Algérien), elle est desservie par le biais de la CW58 qui relie El Meridj et Morsott. La commune de Boukhadra est située à environ 45 Km au Nord du chef-lieu de la willaya de Tébessa, à 47 Km de la mine de l'Ouenza, à 18 Km des frontières Algéro-Tunisiennes et à 190 Km au sud du complexe sidérurgique d'Elhadjar (willaya d'Annaba), auquel est relié par une ligne de chemin de fer, elle est limitée :

- Au Nord par la commune d'Ouenza ;
- A l'Est par la commune d'El Meridj ;
- A l'Ouest par la commune d'El Aouinet ;
- Au Sud la commune de Morsott.

Le djebel de Boukhadra constitue un massif isolé qui s'élève au-dessus de la vallée de Morsott de 700 à 800 m d'altitude. Avec un point culminant de 1463 m. Le gisement est entre les méridiens $8^{\circ} - 01^{\circ}$ et $8^{\circ} - 04^{\circ}$.Est et les parallèles $35^{\circ} - 40^{\circ}$ et $35^{\circ} - 50^{\circ}$.Nord. [16]

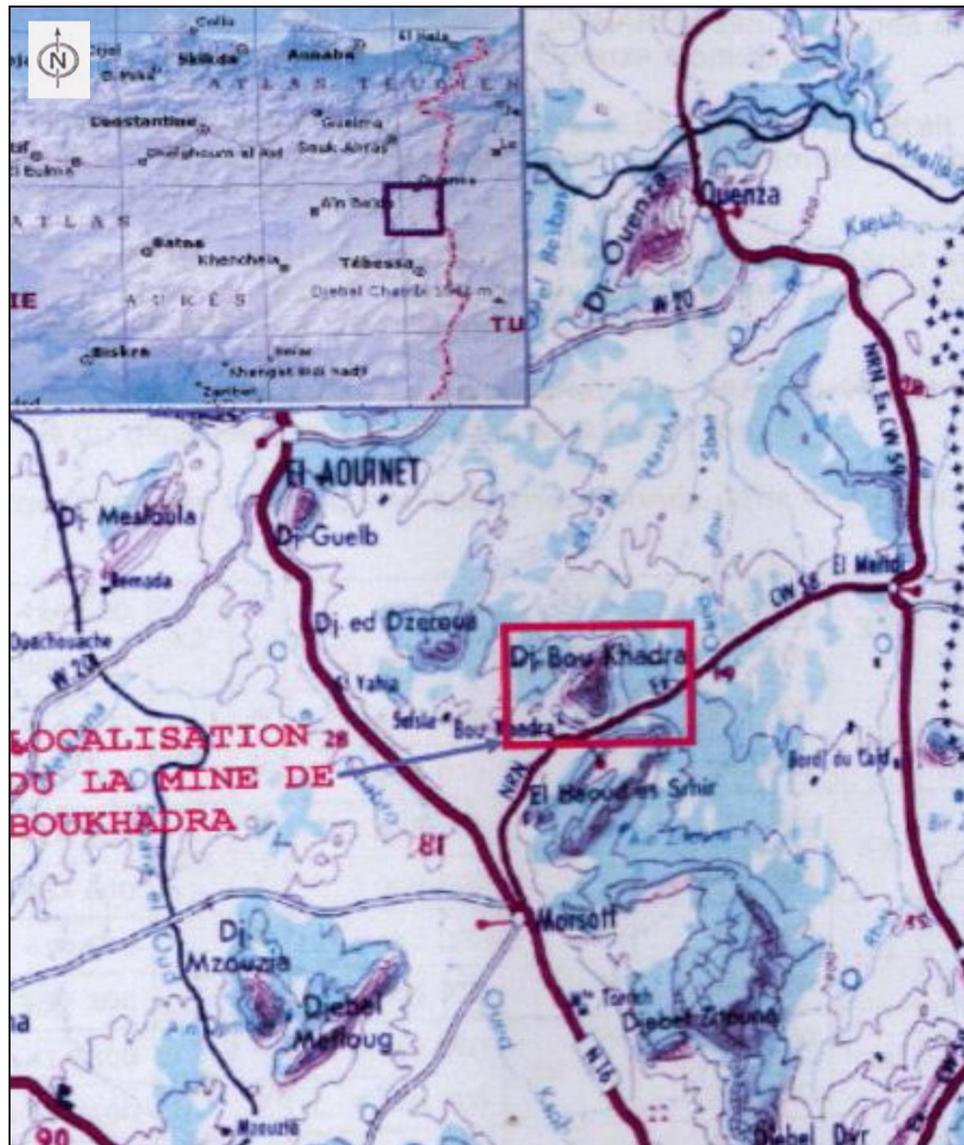


Figure IV.1. Carte de situation géographique de la mine de Boukhadra (Tébessa). [28]

IV.4. Aperçu géologique du gisement de Boukhadra

IV.4.1. Géologie régionale

Les Monts de Mellègue font partie intégrante de l'Atlas saharien, qui se poursuit en Tunisie par l'Atlas tunisien. Il est composé de trois faisceaux de plis organisés en échelons et formant du Sud-Ouest vers le Nord-Est ; Monts des Ksours, Djebel Amour, Monts de Ouled Nail, les Aurès et les Monts de Mellègue.

Plusieurs études ont été réalisées dans la région des confins algéro-tunisiens, considèrent les formations triasiques comme des diapirs polyphasés liés aux phases compressives depuis l'Aptien jusqu'au Quaternaire (Dubourdiou, 1956 ; Thibièroz et Madre, 1976 ; Rouvier et al, 1985 ; Othmanine, 1987 ; Perthuisot et al, 1988 ; Aoudjehane et al,

1992 ; Bouzenoune, 1993 ; Bouzenoune et al, 1995 ; Kowalski et Hamimed, 2000). Certains auteurs rattachent une relation entre la mise en place des diapirs à des phases tectoniques distensives permettant la mise en place des formations triasiques en surface par une éventuelle halocinèse à caractère diapirique classique (Laatar, 1980 ; Orgeval et al, 1986 ; Smati, 1986 ; Chikhaoui, 1988 ; Hatira, 1988 ; Perthuisot et al, 1988). Quant à Vila (1994, 1995, 1996, 2001 ; Vila et Charrière, 1993 ; Vila et al, 1994 ; Vila et al, 1996), ils considèrent les formations triasiques comme d'importantes lentilles empruntées des fractures ouvertes qui vont être resédimentées et interstratifiées au sein des séries crétacées, à la manière de « glaciers de sel » sous-marins. [28]

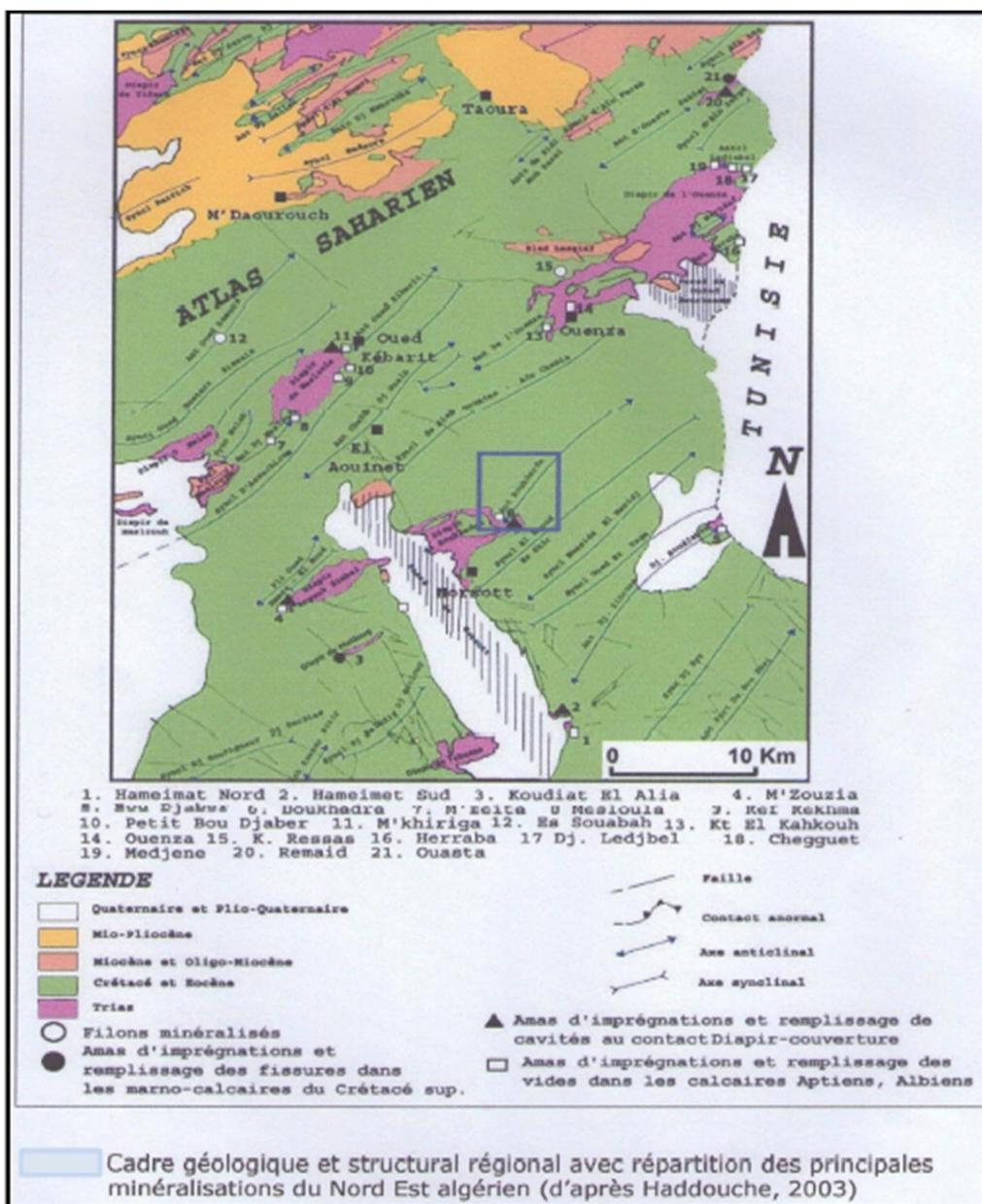


Figure IV.2. Carte géologique régionale. [28]

IV.4.2. Géologie du site

Le massif de Boukhadra présente une structure anticlinale orientée NE-SW, recoupée par le fossé de Tebessa-Morsott d'orientation NW-SE, l'ossature de l'anticlinal est constituée par les terrains du Crétacé moyen (Aptien- Vraconien) qui dessinent dans la partie NE une fermeture périclinale. Les terrains les plus anciens reconnus à l'affleurement sont représentés par les évaporites du Trias, ils sont le plus souvent en contact tectonique avec les formations du Crétacé. [16]

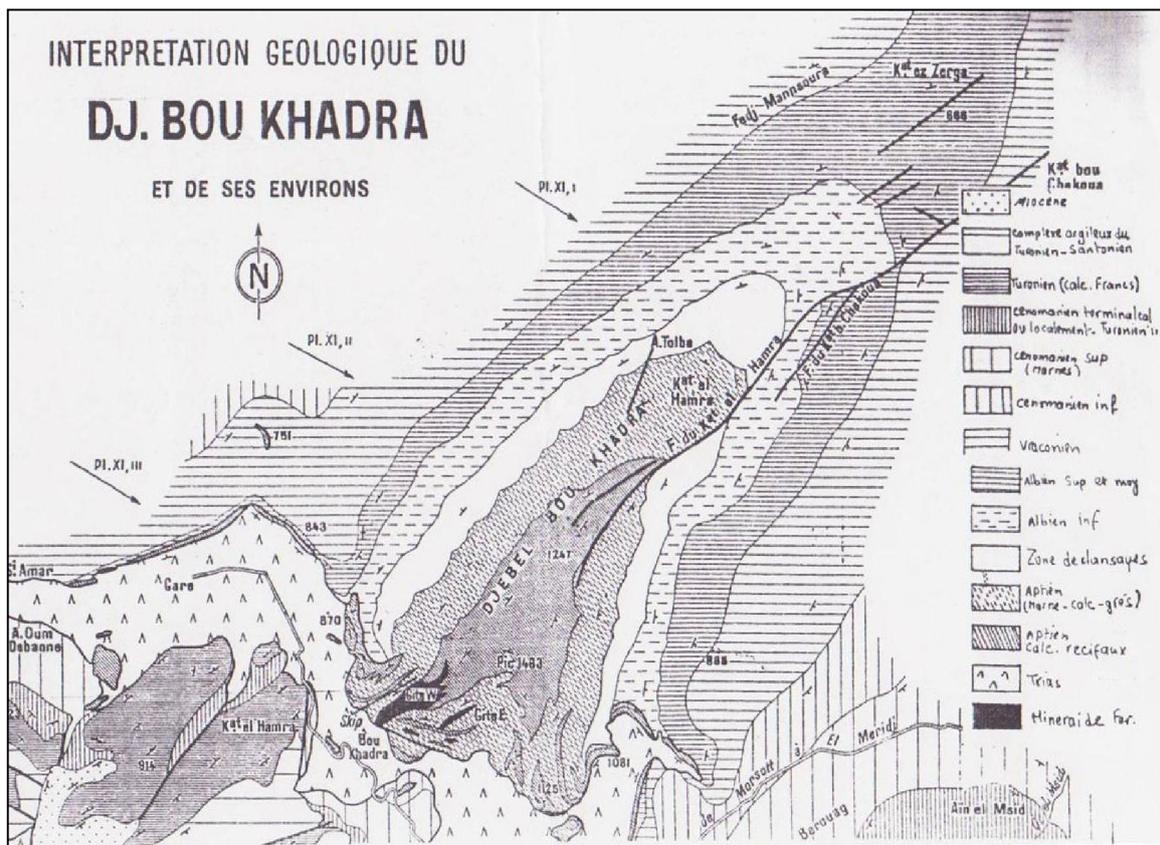


Figure IV.3. Carte géologique de Boukhadra. [28]

IV.4.3. Stratigraphie

Les terrains du secteur de Boukhadra sont formés par des sédiments du Mésozoïque et une partie du Tertiaire et du Quaternaire pour le Mésozoïque, les formations sont formées par les sédiments du Trias et du Crétacé.

a. Le Trias

Les dépôts Triasiques rencontrés dans la région de Boukhadra sont représentés par les marnes bariolées, gypses, dolomies, débris de calcaires et de grès. Les roches du Trias se

développent dans les parties Ouest, Sud et Sud Est et en contact anormal avec les dépôts aptiens du crétacé (Diapirisme).

b. Le Crétacé

Dans le profil du crétacé, nous retrouvons le Cénomaniens, l'Aptien, l'Albien, le Coniacien, et le Cénomaniens où on a la série Aptienne, porteuse de la minéralisation est caractérisée par des marnes et des calcaires constituant la partie inférieure qui encaisse le gîte Sud, des calcaires récifaux construits, à organismes fossiles (rudistes) qui constituent le niveau porteur de la minéralisation principale et des grès et calcaires de la partie supérieure de l'Aptien non productif et on a :

- **L'Aptien** : Les dépôts ou les sédiments aptiens de la région Boukhadra occupent des vastes surfaces. L'aptien se présente sous forme de deux faciès bien distincts :

-Faciès carbonaté (calcaire) ;

-Faciès terrigènes (marno-grésocalcaireux).

- **L'Albien** : La base et le sommet de l'albien sont surtout représentés par des marnes, la partie moyenne étant constituée dans une large mesure par des calcaires sublitographiques.

- **Vraconien** : La séquence est composée de minces lits de marnes avec intercalation d'argile marneuse noires et de calcaires marno-argileux. La puissance maximale est de (470 m).

- **Le Cénomaniens** : Il s'agit d'une série de marnes gris ou verdâtres grises, avec par endroits des intercalations de calcaires.

-**Turonien** : Les dépôts de cet âge s'observent dans la partie Ouest et Sud du domaine traité. Il s'agit surtout de calcaires épais et massif pélicite marneux dans la partie basale, avec de rares minces intercalations de marnes. La puissance est variable, décimétrique jusqu'aux quelques centaines de mètres.

- **Coniacien** : contient les marnes argileuses avec intercalation d'argile marneuse et par endroit de calcaire marneux.

c. Le Tertiaire

Les dépôts classés comme Tertiaire (miocène) sont observés seulement dans la partie occidentale du domaine étudié et sont représentés par des conglomérats à éléments variés, cimentés par une matrice carbonatée et des intercalations de roches gréseuses.

d. Le Quaternaire

Les dépôts récents du Quaternaire sont formés par un matériel caillouteux, blocs de calcaires, grès, débris de minerai et de conglomérats. Ils sont répandus aux flancs de la montagne et dans les parties basses du relief. [28]

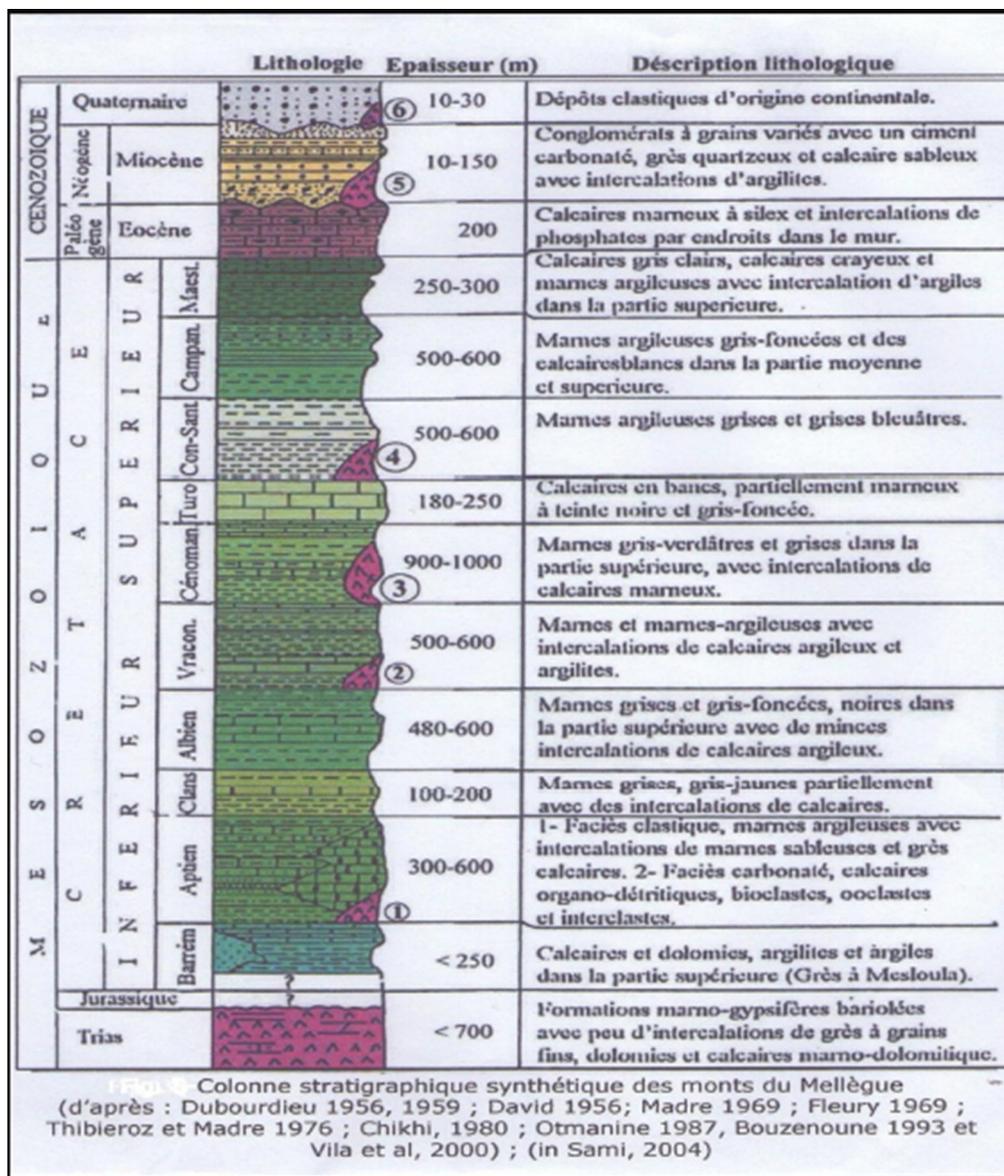


Figure IV.4. Colonne stratigraphique de la région de Boukhadra. [28]

IV.4.4. Tectonique

Du point de vue tectonique, la région de Boukhadra est marquée par deux phases tectoniques importantes ; La phase de plissement de direction N.E/S.O et la phase de tectonique cassante ayant engendré des mouvements de socle qui sont à l'origine de la formation des fossés de Tébéssa – Morsott et des Ouled – Boughanem ainsi que le horst de Boudjaber.

L'anticlinal de Boukhadra est affecté principalement par la faille de Koudiet El-Hamra qui est le relais de la faille de Boukhadra de direction NE/SO. Dans la partie Sud-Ouest (à l'aval du pic), la structure est affectée par un effondrement considérable.

D'autres failles sans importance majeure, à petits rejets sont à signalées également aux environs immédiats du gisement.

IV.4.5. Géomorphologie

Le gisement ferrugineux de Boukhadra, appartenant au domaine de l'Atlas saharien est localisé dans le massif montagneux de Djebel Boukhadra, caractérisé par une structure anticlinale très simple de direction NE-SO avec une terminaison périclinale au NE. Le Djebel Boukhadra s'étend sur une longueur de 7 à 8 Km et une largeur variant de 3 à 5 Km, suivant une direction NE-SO. Les côtes absolues dans les limites de la concession minière variant de 750 Km au pied de la montagne à 1463 m au point culminant, localisé au niveau du pic de Boukhadra. [13]

IV.5. Aperçu Hydrologie et hydrogéologique de gisement de Boukhadra

Le réseau hydrographique dans la région de la mine de Boukhadra est faible à l'exception des multiples petits chenaux d'écoulement pluviaux sans importance majeure qui parsèment les versants de Djebel Boukhadra. Le réseau hydrographique se compose de l'oued El Harcha et Oued El Melali qui passent entre Kharoubet el harcha et le Douar el khiana; suivant la direction NE -SW à l'extrémité nord de Djebel Boukhadra.

Hydrologiquement parlant ; le comportement des terrains existants à Boukhadra se résume comme suit :

Les terrains triasiques contenant du gypse et du sel ; et du fait de leur hétérogénéité présentent un aspect perméable et facilitent les infiltrations des eaux ; leur circulation les rend saumâtre et ne peuvent convenir qu'à l'emploi industriel.

Les calcaires massifs de l'aptien sont toujours très fissurés en affleurement et constituent un terrain favorable à la circulation et l'accumulation des eaux souterraines.

Les marnes qui forment malheureusement la plus grande surface affleurant dans la région sont imperméables et toutes les eaux de pluies ruissellent ou s'évaporent.

Les terrains quaternaires n'ont pas une importance hydrologique.

Les études hydrogéologiques entreprises par la DHW de la wilaya de Tébessa ne révèlent aucune nappe aquifère en eau potable exploitable dans la région minière de Boukhadra. Toutefois ; il ya lieu de noter que les synclinaux calcaires sont des réservoirs naturels d'eau et à leur pied apparaissent des sources qui sont fréquemment localisées sur de petites fractures.

L'on a ainsi les points d'eau d'Ain Chania ; à l'extrémité fracturée du synclinal de même nom ; les sources d'Ain Safsaf ; Ain Malga ; Chegaga ; Ain Menahla ect... ; au pied de Haoud Es Sghir et celle d'Ain Bettik ; au pied de Haoud el Kebir. Au Sud Est ; l'Ain Oudei Elma est un exutoire de l'eau accumulée dans les calcaires à incérâmes du Sénonien. A Boukhadra ; d'anciens travaux de recherche ont recoupé des circulations d'eau dans les calcaires aptiens (A.Si Hamed). [13]

IV.5.1. Données climatologiques

Cette région étant une zone de transition météorologique, Le climat est caractérisé par l'alternance d'une saison chaude et sèche et une saison froide et humide. La pluviosité moyenne annuelle est faible (environ 300-400 mm), la température moyenne annuelle est de (+ 15°C) avec un minimum de (- 5°C) en hiver et un maximum allant jusqu'à (+ 45°C) en été. [13]

IV.6. Aperçu sur l'exploitation du gisement de Boukhadra

Le gisement de fer de Boukhadra est un important gisement. La qualité de son minerai, ses réserves en catégorie industrielles et ses paramètres techniques d'ouverture lui confèrent un caractère prioritaire et stratégique quant à l'exploitation et le traitement de son minerai.

IV.6.1. Les réserves géologiques

Les réserves en minerai de fer de la mine de Boukhadra s'élèvent à 50 millions de tonnes avec une teneur moyenne en fer supérieure à 50%. L'allure générale des corps minéralisés et leurs dimensions sont très variables. Ils sont représentés par quatre grands corps

et quelques petites veines de moindre importance, qui se joignent dans la partie occidentale, pour former un seul corps minier.

Sur la base des travaux d'exploitations de la mine, on distingue deux principaux gîtes dans le gisement de Boukhadra. [13]

a. Gîte principal

Le gîte principal est constitué de deux grands filons : Nord et médian et deux petites veines qui se joignent ensemble en un grand corps c'est le corps principal. Il est caractérisé par une longueur de 250 à 300 m, une largeur de 100 m, allant vraie semblablement jusqu'au niveau sidéritique qui se trouverait à une altitude de 820 m, soit à Quelques mètres sous le niveau le plus bas de la carrière.

Ce corps stratoïde, représente la racine des autres corps minéralisés, et est situé dans la partie W du gisement. La concordance des corps minéralisés n'est apparente qu'à une échelle hectométrique, dans le détail les limites du minerai sont sécantes et discordant sur les strates aptiennes.

b. Gîte Sud

Le gîte Sud se présente sous la forme d'un filon. Il change de direction trois Fois, et rejoignant le gîte principal dans sa partie centrale. La position de ces corps (principal, Nord, médian et Sud) par rapport à l'encaissant est particulièrement bien visible au niveau de la carrière principale.

La prospection détaillée du gisement a été réalisée durant les années 50 et 70 par les ouvrages miniers et des sondages de profondeur moyenne, les ouvrages de prospection sont répartis sur 09 niveaux (825...1285) selon la première estimation des réserves réalisées en 1981 par la D.E.D basée sur les résultats de prospection, les réserves globales sont de 57 millions divisées en trois parties (corps) :

- Corps Nord ;
- Corps Médian ;
- Corps Sud.

Les trois corps sont bien prospectés à partir de la coupe 108 sur l'axe principal (corps Nord et Médian), les réserves sont en cours d'exploitation par la méthode à ciel ouvert (carrière principale et BK II).

L'exploitation souterraine est concentrée sur la partie Sud du gisement (corps Sud), les réserves sont réparties sur trois axes :

- Axe principal ;
- Axe Sud-Est ;
- Axe Nord.

Une parties de ces réserves situées sur l'axe principal et l'axe Sud-Est dont l'exploitation initiale est prévue par la méthode souterraine, serait extraite par la méthode à ciel ouvert (carrière BK II jusqu'au niveau 1135), ceci compte nu du taux de découverte avantageux et de la morphologie du relief. [13]

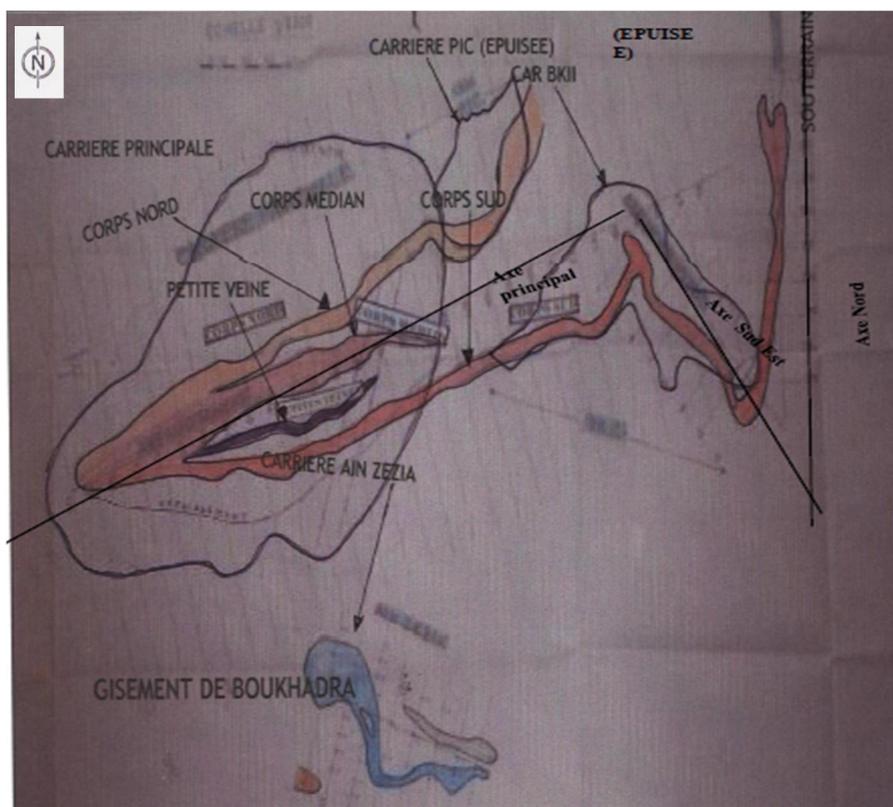


Figure IV.5. Carte des réserves géologiques de gisement de Boukhadra. [13]

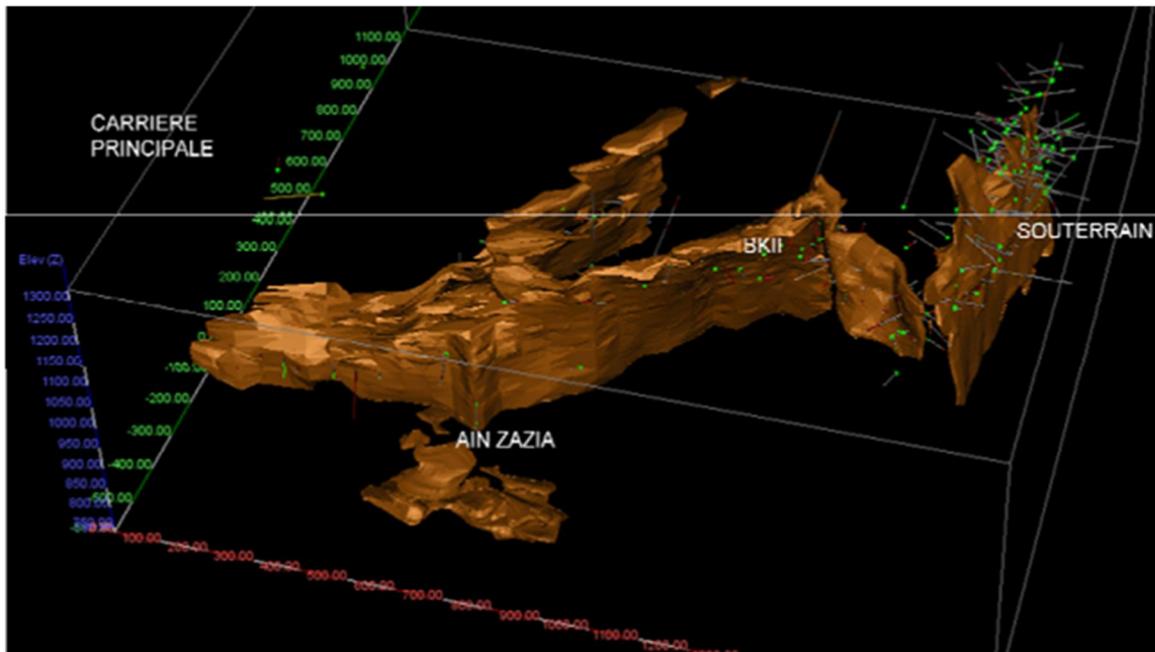


Figure IV.6. Modélisation en 3D du gisement de Boukhadra. [28]

Le minerai exploité est constitué principalement d'hématite, le constituant majeur du Minerai, goethite et autres ocres limnétiques. Il est issu de l'oxydation du minerai carbonaté, maintenant restreint à la zone située sous le niveau hydrostatique.

Le tableau ci-après représente les différents éléments chimiques constitutifs de la minéralisation du gisement de Boukhadra.

Tableau IV.1. Les éléments chimiques constitutifs de la minéralisation du gisement de Boukhadra.

Eléments	%
Manganèse (Mn)	2,0 - 3,0
Phosphore Fluor (P.F)	6 - 10
Cuivre (Cu)	Trace
Oxyde de calcium (Cao)	3,5 - 8
Oxyde de magnésium (MgO)	0,2 - 0,40
Soufre (S)	0,04 - 0,10
Oxyde de d'aluminium (A ₂ O ₃)	0,5 - 0,3
Oxyde de sodium et potassium (Na ₂ O) +(K ₂ O)	0,05 - 0,3
Phosphore (P)	0,002 - 0,01
Oxyde de silicium (SiO ₂)	6 - 9
Humidité (H ₂ O)	2 - 6
Plomb (Pb)	0,005 - 0,02
Zinc (Zn)	<0,01

IV.6.2. Méthodes et paramètres d'exploitation

Le minerai exploité est du fer sous forme d'oxyde de fer montré par l'hématite rouge (Fe₂O₃) présente en abondance dans ce gisement avec une teneur moyenne de 54% de fer. Le gisement est de forme ventriculaire, dont la genèse est hydrothermale ou sédimentaire, d'une longueur de 900 à 2200 m et d'une puissance variant de 10 à 15 m. [28]

Le minerai est exploité par deux méthodes d'exploitation :

- Exploitation à ciel ouvert ;
- Exploitation souterraine.

IV.6.2.1. Exploitation à ciel ouvert

L'ouverture du champs de la carrière consiste au creusement d'excavation à ciel ouvert appelée, demi-tranchée, afin de permettre l'accès au gîte à partir de la surface et assurer le lien de transport entre les horizons en activité de la carrière et les points de déchargements à la

surface en d'autre terme réalisation des demi-tranchées d'accès de découpage qui constituent le point de départ de la formation des gradins.

- Le djebel de Boukhadra étant un relief montagneux exploité par des demi-tranchées ;
- L'abattage de la matière s'opère de haut en bas suivant les gradins et les talus garantissant la stabilité lors des travaux d'abattage ;
- La technique d'extraction utilisée est celle de forage et de tir ;
- La méthode d'exploitation à ciel ouvert est appliquée sur les trois sites suivant :
 - ✓ Carrière Pic : épuisé ;
 - ✓ Carrière Principale : les travaux d'exploitation sont arrêtés et ils ont procédé à des travaux de développement ;
 - ✓ Carrière BKII : elle est en développement.

a. Creusement de la demi-tranchée d'accès

Pour les gîtes de Boukhadra de relief montagneux, la tranchée d'accès est disposée sur le flanc de coteau représentant une demi-tranchée, d'après les caractéristiques du gisement (roches dures, relief montagneux). Les travaux de forage sont réalisés à l'aide d'un chariot de forage après on procède le chargement des trous par l'explosif, ensuite l'évacuation des charges abattues par bulldozer afin de créer une plate-forme (3 à 4 m). [28]

b. Les principaux paramètres de l'exploitation à ciel ouvert

Tableau IV.2. Les principaux paramètres de l'exploitation à ciel ouvert.

Désignation	Unités	Symboles	Valeurs	
Hauteur du gradin	(m)	H _g	15	7,5
Longueur de trou	(m)	L _t	16,5	8,5
Diamètre de trou	(mm)	D	165	165
Ligne de moindre résistance	(m)	W	04	04
Distance entre les trous	(m)	a	04	04
Distance entre les rangées	(m)	b	04	04
Sous-foration (excès de forage)	(m)	L _{sf}	1,5	0,5-01
Longueur de bourrage	(m)	L _b	5,5	03
Longueur de la charge	(m)	L _{ch}	11	5,5
Inclinaison de trou	(degré)	β	90°	90°
Inclinaison de talus	(degré)	α	80° - 85°	80° - 85°
Charge d'un trou	(kg)	Q _c	125	62,5
Nombre de trous total	-	N _t	20	40
Consommation spécifique stérile	(g/t)	Q _{sp}	208	208
Consommation spécifique minéral	(g/t)	Q _{sp}	189	189
Type d'amorçage	-	Electrique	-	-
Quantité d'explosif ANFOMIL	(kg)	Q _{ANFO}	2000	
Quantité d'explosif MARMANIT	(kg)	Q _{MAR}	500	
Cordeau détonant (12g)	(m)	-	500	

c. Chargement et transport

Le chargement est opéré à l'aide de pelles hydrauliques et de chargeuses sur pneus de type de capacité respective 5,5 et 6,5 m³ de godet.

Le transport des masses abattues s'effectue au moyen des camions de 50 et 60 Tonnes de capacité. Le minéral est transporté vers le concasseur et le stérile vers les décharges. [28]



Figure IV.7. L'opération de chargement et de transport. [28]

IV.6.2.2. Exploitation souterraine

La méthode appliquée est la méthode du sous niveau abattu dont l'ouverture est faite par des galeries au jour.

L'exploitation souterraine est effectuée suivant trois axes :

- Axe Nord ;
- Axe Principal ;
- Axe Sud Est.

Phases épuisées (1185-1165), (1165-1145), (1145-1125).

Phase en cours d'exploitation (1125-1105).

Le tableau ci-dessous donne les profondeurs moyennes et angle de pendage du gîte exploité en souterrain :

Tableau IV.3. Profondeurs moyennes et angles de pendages du gîte exploité en souterrain.

	Profondeur (m)	Angle de pendage (°)
Axe Nord	391	60
Axe Sud Est	320	54
Axe Principal	215	54

Les types d'ouvrages souterrains sont :

- Verticaux (cheminées) ;
- inclinés (montages, descenderies) ;
- horizontaux (galeries au jour).

Actuellement l'exploitation souterraine se fait au niveau 1105 (axe principal) (Sud-Ouest). L'accès (Sud-Est) du niveau 1105 a été abandonné suite aux éboulements qui s'y trouvent.

Les dimensions de la galerie sont représentées sur le tableau ci-dessous.

Tableau IV.4. Les dimensions de la galerie principale du niveau 1105.

Largeur moyenne (m)	4
Hauteur moyenne (m)	3,5
Section (m ²)	12-13
Longueur (m)	900

IV.6.2.3. Ouverture du gisement de Boukhadra

L'ouverture est le creusement des ouvrages miniers donnant l'accès au gîte à partir du jour. Principalement, ces ouvrages doivent assurer dans les meilleures conditions techniques et économiques les processus suivants :

- a) La circulation d'air (aéragé) ;
- b) Le transport :
 - des charges (minerai et roches stériles) ;
 - du personnel ainsi que du matériel.

Le mode d'ouverture dépend essentiellement des facteurs :

- Forme et disposition du gîte ;
- Conditions géographiques, géologiques et topographiques du gisement.

Le gisement de Boukhadra est considéré comme dressant, il est situé dans un relief montagneux, par conséquent le mode d'ouverture convenant est galerie au jour. [28]

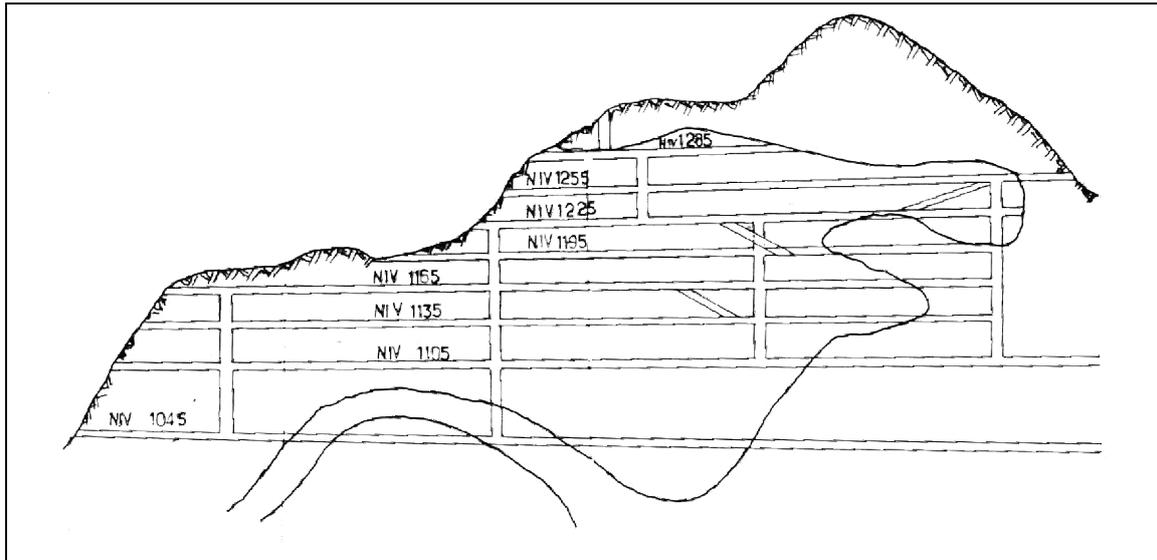


Figure IV.8. Coupe schématique du mode d'ouverture en souterrain.

a. Les travaux préparatoires

Les travaux préparatoires comprennent toutes les excavations nécessaires à la mise en place des infrastructures de production et pour assurer la continuité des opérations au cours de la phase d'exploitation. Les principaux ouvrages, réalisés par foration, tir à l'explosif et déblocage, sont les puits, les galeries, les plans inclinés et les cheminées verticales ou inclinées.

- **Le percement des galeries** : Une galerie est une voie de communication horizontale servant au transport du minerai et des stériles ; son percement fait partie des travaux préparatoires courants. Dans les exploitations mécanisées, l'abattage de la roche se fait à l'aide de jumbos de foration à deux bras orientables portant des perforatrices électrohydrauliques. La section des galeries dans notre cas est généralement de 13 m², et les trous de mine sont forés à 1,6 m de profondeur. Les trous de mine sont chargés d'une quantité appropriée d'explosif en vrac. L'amorçage est assuré par des détonateurs électriques à microretard.

- **Le creusement des cheminées** : Une cheminée, ou montage, est une voie verticale ou très inclinée servant à la circulation du personnel, du matériel, du minerai ou de l'air entre différents niveaux de la mine. Le creusement des cheminées est une tâche difficile et dangereuse, mais indispensable. Les méthodes utilisées vont du creusement manuel, par foration de trous au marteau perforateur et tir à l'explosif.

b. Chargement et transport

Le chargement de minerai au niveau des blocs d'exploitation sont assurés par des pelles chargeuses de capacité 3,8 m³ de godet.

Le transport du mènèrai du fond vers le jour à partir du niveau base de roulage est assuré par les camions navettes de 20 tonnes de capacité.



Figure IV.9. L'opération de chargement et de transport dans le fonds. [28]

IV.7. Conclusion

La nature sédimentaire du terrain étudié fait qu'il existe une anisotropie très marquée liée à leur dépôt, cette anisotropie caractérisant donc la matrice rocheuse, est souvent désignée par des joints de stratification qui forment des plans de glissement naturels.

Les deux phases tectoniques qui ont marqué la zone de Boukhadra ont causé plusieurs failles et fissures ce qui crée des difficultés pour l'exploitation et on remarque cela surtout à l'axe nord qui est situé dans une zone tectonique de broyage.

Le gisement de Boukhadra est exploité en souterrain et à ciel ouvert, nous intéressons dans cet étude au niveau 1105, (niveau intermédiaire entre la ciel-ouvert et le souterrain, l'axe principale /l'axe Sud-Est de la carrière BK II), L'ouverture du gisement à ciel ouvert est assurée par des demi-tranchées avec des gradins de hauteurs variables allant de 7,5-15 m et l'exploitation souterrain dans ce niveau est faite par la méthode de sous niveau abattue.

Le problème de stabilité des ouvrages en souterrain montre l'existence de quelques éboulements rocheux au niveau de notre galerie d'étude du niveau 1105 m. cette problématique fera l'objet du chapitre suivant.

L'étude des caractéristiques concernant les conditions géologiques, hydrogéologiques et les paramètres d'exploitation de gisement de Boukhadra ont permis d'obtenir une image aussi complète que possible sur les caractéristiques des massifs rocheux traversés afin d'évaluer leurs stabilité.

Chapitre V

Caractérisation et classification géomécanique du massif de Boukhadra

Le présent de ce chapitre est consacrée a l'application des systèmes de classification empiriques (ou géomécaniques) sur notre site d'étude. En se basent sur combinaison entre les informations provenant d'observations, de mesures et/ou encore de l'expérience pour fournir des estimations quantitative et qualitative sur la situation du massif.

Chapitre V : Caractérisation et classification géomécanique du massif de Boukhadra

V.1. Introduction

Dans ce chapitre et dans l'optique d'étudier la caractérisation du massif rocheux de Djebel de Boukhadra, on a procédé en premier lieu, à classer notre massif selon la résistance à la compression des différentes couches qui le constituent. Ensuite nous présentons l'application des systèmes de classification empiriques (ou géomécaniques) sur notre site qui nous permet d'avoir une connaissance plus précise du massif et l'établissement des résultats dans l'étude de stabilité des terrains.

V.2. Résistance à la compression

En vue de la détermination de la résistance à la compression des différentes formations rocheuses principales rencontrées dans le massif rocheux de Boukhadra, 15 échantillons ont été testés au laboratoire dont les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

La préparation des éprouvettes s'effectue au laboratoire des travaux publics LTP Est (Arrière port, Bejaia) et la réalisation des essais effectués au laboratoire technique des nouvelles constructions SNC LTNC NAOUI & CIE (Berchiche, El kseur, Bejaia).

Tableau V.1. La résistance à la compression de la marne grise.

Roche	L'échantillon	Dimension (mm)		Elancement H/D	Résistance		Résistance moyenne Rc (MPa)
		D	H		Charge (KN)	Rc (MPa)	
Marne grise	Echantillon N°01	52	104	2	25	11,77	14,13
	Echantillon N°02	52	104	2	35	16,48	
	Echantillon N°03	52	104	2	30	14,13	

Tableau V.2. La résistance à la compression de la marne jaune.

Roche	L'échantillon	Dimension (mm)		Elancement H/D	Résistance		Résistance moyenne Rc (MPa)
		D	H		Charge (KN)	Rc (MPa)	
Marne jaune	Echantillon N°01	52	104	2	25	11,77	16,67
	Echantillon N°02	51	102	2	30	14,69	
	Echantillon N°03	52	104	2	50	23,54	

Tableau V.3. La résistance à la compression de la marne minéralisée.

Roche	L'échantillon	Dimension (mm)		Elancement H/D	Résistance		Résistance moyenne Rc (MPa)
		D	H		Charge (KN)	Rc (MPa)	
Marne minéralisée	Echantillon N°01	52	104	2	45	21,19	20
	Echantillon N°02	52	104	2	46	21,69	
	Echantillon N°03	51	102	2	35	17,13	

Tableau V.4. La résistance à la compression du minerai de fer.

Roche	L'échantillon	Dimension (mm)		Elancement H/D	Résistance		Résistance moyenne Rc (MPa)
		D	H		Charge (KN)	Rc (MPa)	
Minerai de fer	Echantillon N°01	52	104	2	112,15	52,90	53,73
	Echantillon N°02	52	104	2	100	47,09	
	Echantillon N°03	52	104	2	130	61,21	

Tableau V.5. La résistance à la compression du calcaire.

Roche	L'échantillon	Dimension (mm)		Elancement H/D	Résistance		Résistance moyenne Rc (MPa)
		D	H		Charge (KN)	Rc (MPa)	
calcaire	Echantillon N°01	51	102	2	100	48,95	46,83
	Echantillon N°02	51	102	2	90	44,06	
	Echantillon N°03	52	104	2	97	47,48	

Tableau V.6. Classification du massif rocheux de Djebel de Boukhadra en fonction de la résistance à la compression.

Roches	Rc (MPa)	Qualité de la roche
Marne grise	14	Moyenne
Marne jaune	17	Moyenne
Marne minéralisée	20	Moyenne
Minerai de fer	54	Résistante
Calcaire	47	Résistante

Synthèse et conclusion

D'après les résultats obtenus dans les tableaux ci-dessus, on constate que les différents types de marne (marne grise, marne jaune et marne minéralisée) sont classés comme étant une roche moyennement résistante, bien que le minerai de fer et le calcaire sont classés comme étant une roche résistante.

V.3. Classification géomécanique du massif rocheux de Boukhadra

V.3.1. Classification RQD

Dans le but de la reconnaissance géologique des terrains ou bien l'identification de leurs nature géotechnique (Etat de fracturation, RQD, caractérisation mécanique,...etc.), des sondages d'exploration ont été réalisés sur le site de Boukhadra.

Les valeurs du RQD pour Les sondage réalisé sur le site d'étude nous ont été communiquées par l'entreprise ArcelorMittal, les valeurs obtenues pour les différentes couches de massifs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7. RQD des différentes couches.

Roches	RQD (%)	Qualité de la roche
Marne jaune	55	Moyenne
Marne grise	58	Moyenne
Marne minéralisée	60	Moyenne
Calcaire	78	Bonne
Minerai de fer	75	Bonne

Synthèse et conclusion

D'après l'analyse du paramètre RQD, on constate que le massif est formé principalement par cinq couches (marne jaune, marne grise, marne minéralisée, calcaire et minerai de fer) dont la qualité varie de moyenne à bonne.

V.3.2. Classification RMR

En utilisant les observations des différentes formations rocheuses rencontrées sur terrain et les résultats obtenus par les analyses de laboratoire, on a attribué une note à chacun des paramètres dont se base la classification du RMR.

Le RMR a été estimé pour les différentes couches constituant le massif rocheux dans sa globalité de la manière suivante :

Tableau V.8. Classification RMR de la couche de la marne jaune.

Couches	Marne jaune					
Paramètre	R _c (MPa)	RQD(%)	Nature des joints	Espacement des joints (m)	Hydrogéologie	RMR _{de base}
Mesure	17	55	Surface légèrement rugueuse épaisseur <1mm Eponte altérées	0,6-2 m	Complètement sec	60
Valeurs extrêmes de la classification	5-25	50-75				
Note	2	13	15	15	15	

Tableau V.9. Classification RMR de la couche de la marne grise.

Couches	Marne grise					
Paramètre	R _c (MPa)	RQD(%)	Nature des joints	Espacement des joints (m)	Hydrogéologie	RMR _{de Base}
Mesure	14	58	Surface légèrement rugueuse épaisseur <1mm Eponte altérées	0,6-2 m	Complètement sec	60
Valeurs extrêmes de la classification	5-25	50-75				
Note	2	13	15	15	15	

Tableau V.10. Classification RMR de la couche de la marne minéralisé.

Couches	Marne minéralisé					
Paramètre	R _c (MPa)	RQD(%)	Nature des joints	Espacement des joints (m)	Hydrogéologie	RMR _{de} base
Mesure	20	60	Surface légèrement rugueuse épaisseur <1mm Epointe altérées	0,6-2 m	Complètement sec	60
Valeurs extrêmes de la classification	5-25	50-75				
Note	2	13	15	15	15	

Tableau V.11. Classification RMR de la couche de minerai de fer.

Couches	Minerai de fer					
Paramètre	R _c (MPa)	RQD (%)	Nature des joints	Espacement des joints (m)	Hydrogéologie	RMR _{de} base
Mesure	54	75	Surface légèremen t rugueuse épaisseur <1mm Epointe non altérées	0,6-2 m	Complètement sec	79
Valeurs extrêmes de la classification	50-100	75-90				
Note	7	17	25	15	15	

Tableau V.12. Classification RMR de la couche de calcaire.

Couches	Calcaire					
Paramètre	R _c (MPa)	RQD (%)	Nature des joints	Espacement des joints (m)	Hydrogéologie	RMR _{de} base
Mesure	47	78	Surface légèremen t rugueuse épaisseur <1mm Epointe non altérées	0,6-2 m	Complètement sec	76
Valeurs extrêmes de la classification	25-50	75-90				
Note	4	17	25	15	15	

Tableau V.13. Classification RMR du massif rocheux de Djebel de Boukhadra.

Les couches	RMR _{de base}	Classe du massif Rocheux	Description du massif rocheux
Marne jaune	60	III	Rocher moyen
Marne grise	60	III	Rocher moyen
Marne minéralise	60	III	Rocher moyen
Minerai de fer	79	II	Bon rocher
Calcaire	76	II	Bon rocher

Synthèse et conclusion

D'après les résultats du RMR_{de base}, on déduit que les couches de calcaire et de minerai de fer ont une bonne qualité. En revanche, les autres couches de marnes est de qualité moyenne.

V.3.3. Classification GSI

L'estimer de la valeur de GSI se basant sur le critère de Hoek et Brown qui s'appuie sur une observation directe de la structure du massif rocheux (annexe 03).

Le GSI se détermine comme suit :

$$GSI = RMR'_{89} - 5 \quad \text{si } RMR'_{89} > 23 \quad (V.1)$$

$$GSI = 9 (\log Q' + 44) \quad \text{si } RMR'_{89} < 23 \quad (V.2)$$

Tableau V.14. Classification GSI du massif rocheux de Djebel de Boukhadra.

Les couches	RMR _{de base}	GSI	Description du massif rocheux
Marne jaune	60	55	Moyenne
Marne grise	60	55	Moyenne
Marne minéralise	60	55	Moyenne
Minerai de fer	79	75	Bonne
Calcaire	76	70	Bonne

Synthèse et conclusion

D'après les résultats du GSI, on déduit que les couches de calcaire et de minerai de fer ont une bonne qualité. En revanche, les autres couches de marnes est de qualité moyenne.

V.3.4. Classification Q-système

Tableau V.15. Classification Q-système du massif rocheux de Djebel de Boukhadra.

Paramètres	Marne jaune	Marne grise	Marne minéralisé	Minerai de fer	Calcaire
RQD	55	58	60	75	78
Jn	2	2	2	2	2
Jr	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Ja	2	2	2	1	1
Jw	1	1	1	1	1
SRF	5	5	5	5	5
Q	4,13	4,35	4,5	11,25	11,70
Qualité du massif rocheux	Moyenne	Moyenne	Moyenne	Bonne	Bonne

Synthèse et conclusion

D'après les résultats du Q-système, on déduit que les couches de calcaire et de minerai de fer ont une bonne qualité. En revanche, les autres couches de marnes est de qualité moyenne.

V.4. Conclusion

La caractérisation du massif de Boukhadra nous a permet de faire les constatations suivantes :

Les valeurs de la résistance à la compression des différentes formations rocheuses classe le massif de Boukhadra entre bon rocher et rocher moyen.

Les valeurs du RQD (Rock Quality Designation), varient entre 55% et 78% en fonction des couches constituant le massif, estimant que la qualité est moyenne pour les marnes, bonne pour le calcaire et le minerai de fer.

La méthode de classification RMR (Rock Mass Rating) classe le massif comme étant celui formé de roches de qualité moyenne pour les marnes à bonne pour le calcaire et le minerai de fer.

La classification GSI a montré que la qualité du massif varie de moyenne pour les marnes à bonne pour les autres couches (minerai de fer et calcaire).

La méthode de classification Q-système a confirmé les constatations des autres classifications concernant la qualité du massif.

Chapitre VI

Evaluation de la stabilité de la mine de Boukhadra.

Le présent chapitre traite l'étude de stabilité des talus de la mine de Boukhadra en utilisant le logiciel slid 6.0 qui représente un moyen très simple et très efficace pour l'estimation du facteur de sécurité, ainsi que les différents paramètres d'exploitation qui influent largement la stabilité des pentes.

Chapitre VI : Evaluation de la stabilité de la mine de Boukhadra

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va étudier la stabilité de la mine de Boukhadra et prévoir un éventuel risque d'instabilité représenté par un facteur de sécurité déterminé par la méthode d'équilibre limite (avec le logiciel Slide).

Les paramètres d'exploitation ont une grande influence sur la stabilité des talus parmi lesquels nous pouvons citer : la hauteur de gradin et l'angle d'inclinaison du talus.

VI.2. Les caractéristiques physico-mécaniques du terrain

Le calcul de la stabilité des talus revient à déterminer le facteur de sécurité des gradins. Pour cela, il est nécessaire en premier lieu, de déterminer les propriétés physico-mécaniques du massif rocheux. Dans notre cas d'étude, les paramètres utilisés ont été relevés des données disponibles et communiquées par l'entreprise.

Les propriétés physico-mécaniques du massif de Boukhadra sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1. Les caractéristiques physico-mécaniques du massif de Boukhadra.

Propriétés	Unités de mesure	Formation rocheuse				
		Marne jaune	Marne grise	Marne minéralisée	Calcaire	Minerai de fer
Masse volumique insaturée (ρ_{unsat})	KN/m ³	21,58	19,13	23,54	25,51	26,49
Masse volumique saturée (ρ_{sat})	KN/m ³	25,51	21,58	24,53	26,00	28,45
Cohésion (C)	KPa	33,43	30,39	263,38	354,55	324,16
Angle de frottement interne (ϕ)	Degré (°)	23	19	40	50	45
Dilatance (Ψ)	Degré (°)	0	0	10	20	15
Module de Young (E)	MPa	4470	3350	4470	19840	21000
Coefficient de poisson (γ)	/	0,33	0,38	0,30	0,22	0,25

VI.3. Modélisation de la stabilité par Slide 6.0

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

Pour pouvoir réaliser la modélisation selon le logiciel choisi, une coupes A-A a été réalisées le long de six gradins de la mine de Boukhadra (niveau1030-1120) (annexe 04), afin d'avoir les épaisseurs des différents couches principales qui constitue le massif de Boukhadra.

VI.3.1. Disposition stratigraphiques des couches du gisement de Boukhadra

Le gisement de Boukhadra est composé de plusieurs couches en alternance. La figure ci-dessous nous montre la disposition des couches du gisement que nous avons réalisé en utilisant le logiciel Archi CAD16.

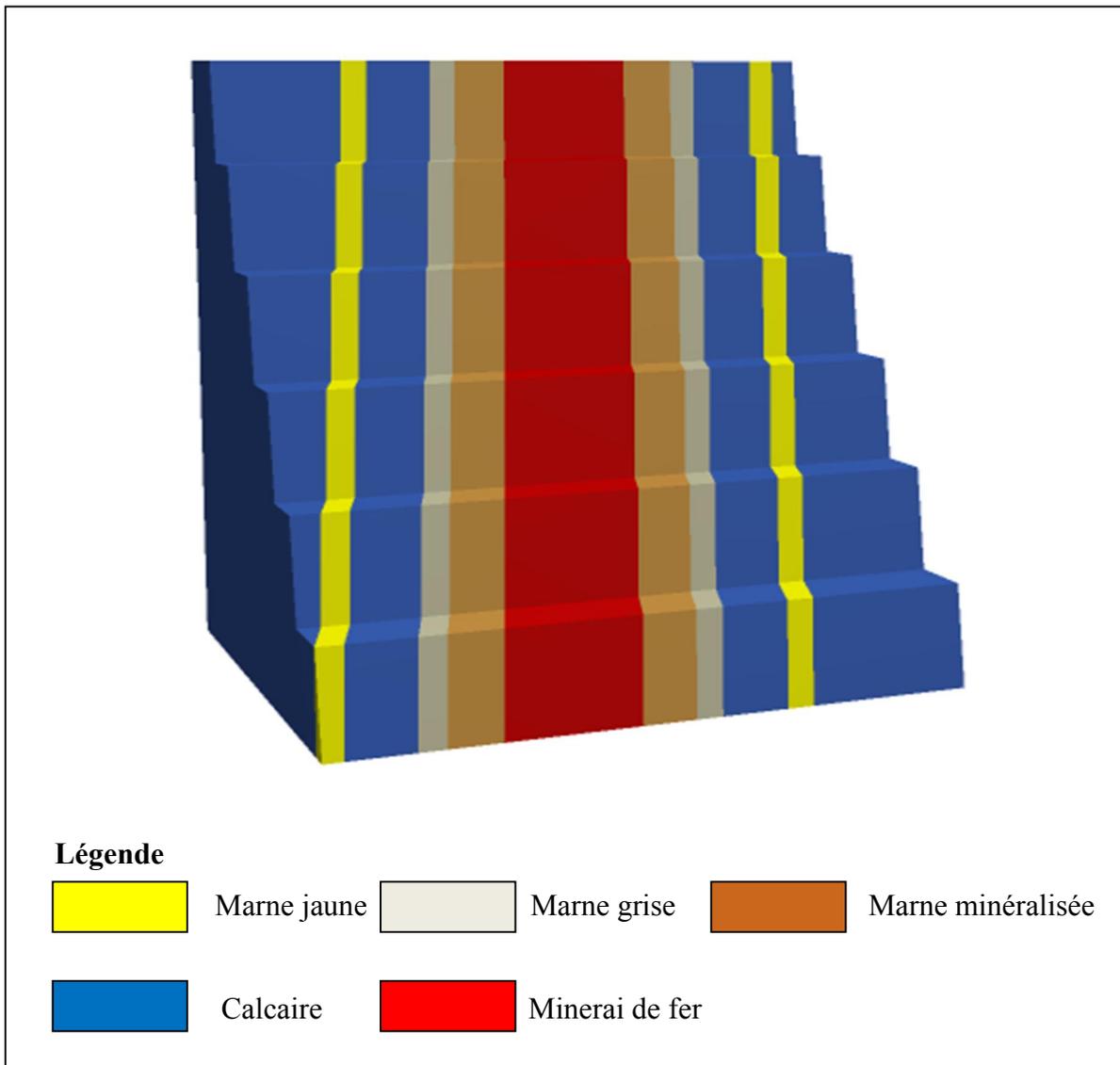


Figure VI.1. Disposition stratigraphiques des couches du gisement de Boukhadra.

Le domaine étudié s'étend sur une largeur d'environ 208 m, de hauteur de 90 m. Il est constitué de gradins dont la largeur de la plate forme de travail et l'angle d'inclinaison de chaque'un est donné dans la figure ci-dessous :

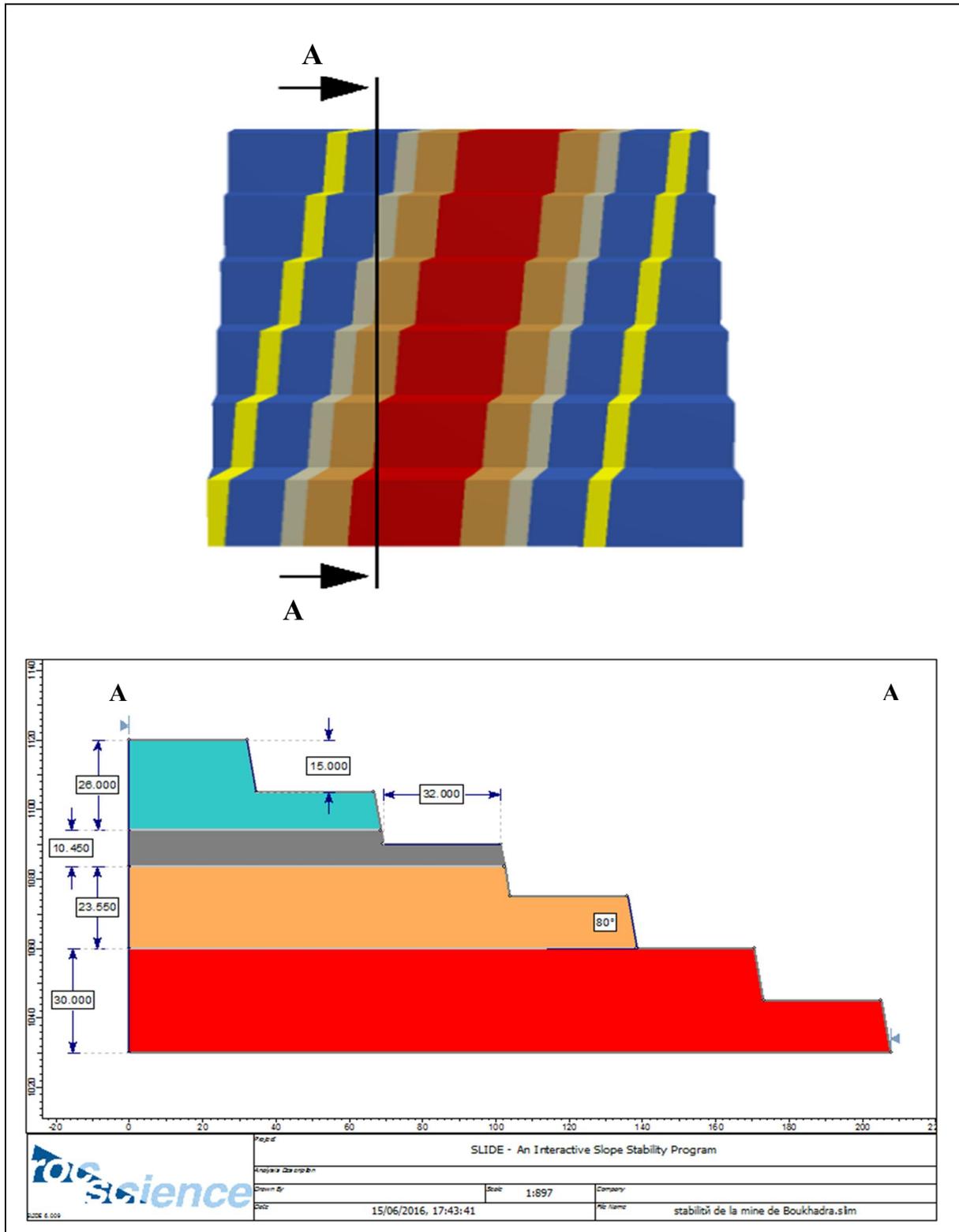


Figure VI.2. Profil du site d'étude, coupe A-A.

VI.3.2. Calcul du coefficient de sécurité

Le calcul du coefficient F_s de sécurité a été réalisé à l'aide du logiciel Slide en utilisant les méthodes d'équilibres limites (méthodes déterministes). Il suffit d'introduire les

paramètres physico-mécaniques du massif rocheux, les coordonnées (X, Y), les paramètres géométriques du modèle à étudier ainsi que le niveau de la nappe d'eau (le modèle étudié n'est pas influencé par la nappe d'eau).

Phase d'introduction des paramètres physico-mécaniques du massif

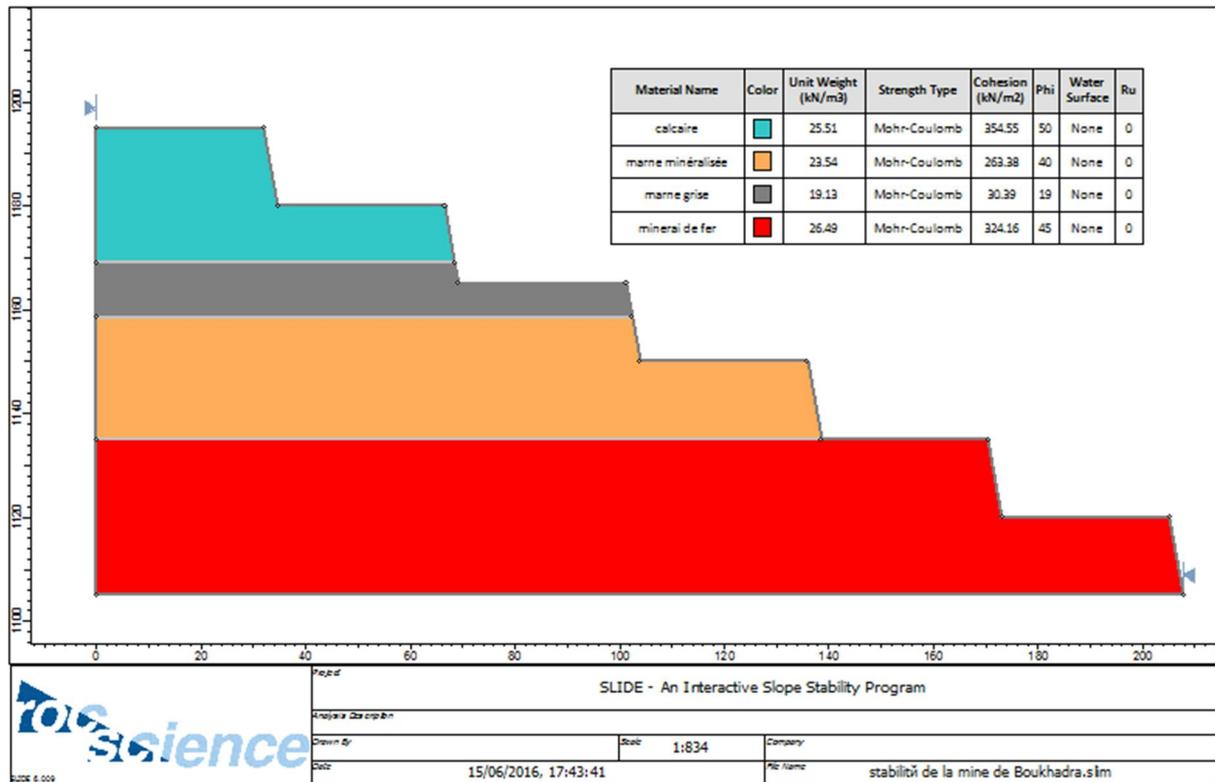


Figure VI.3. Implémentation des paramètres physiques et mécaniques du massif rocheux.

Phase de choix de surface de glissement

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

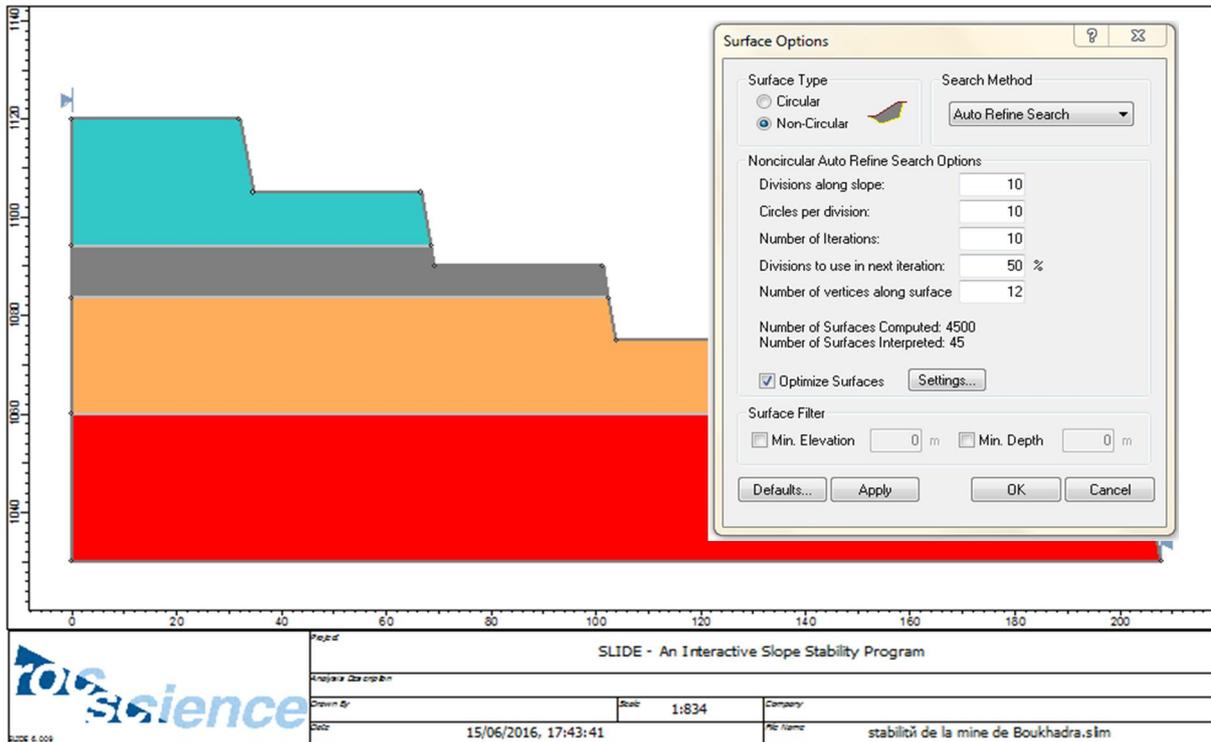


Figure VI.4. Choix de la surface de glissement.

Phase de calcul

On a choisi quatre méthodes de calcul : fellenius, Bishop simplifiée, Janbu simplifiée et Spencer.

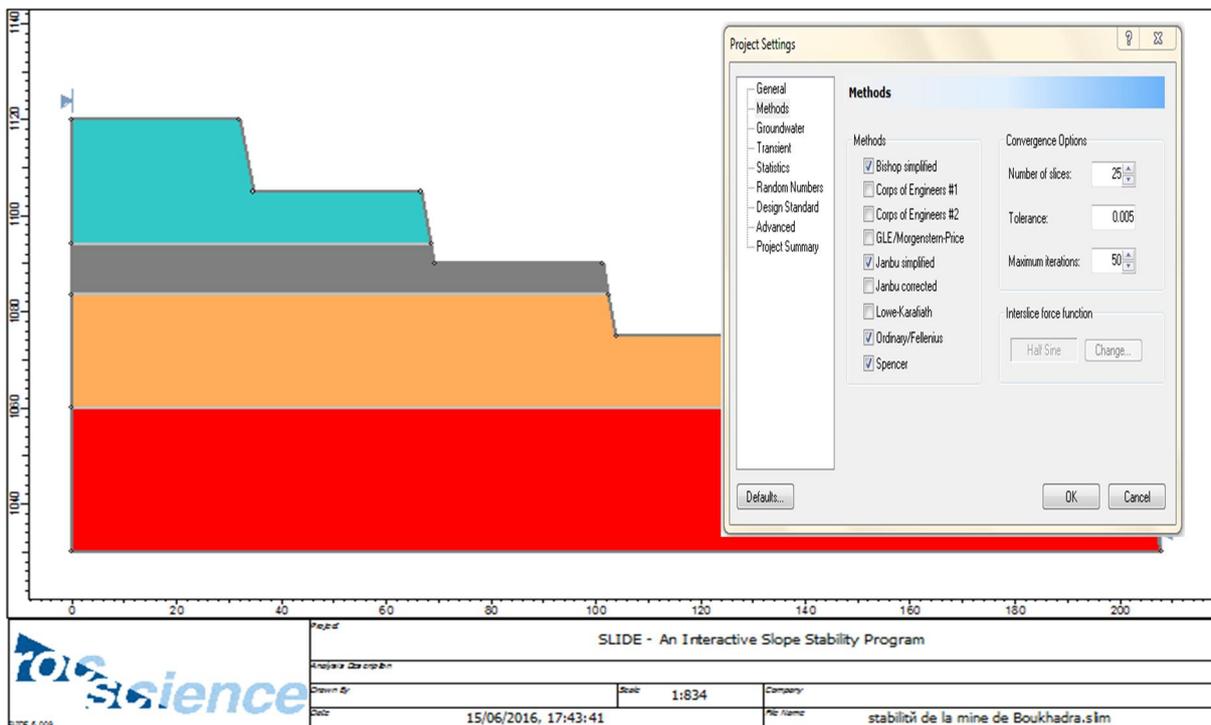


Figure VI.5. Le choix des méthodes de calcul.

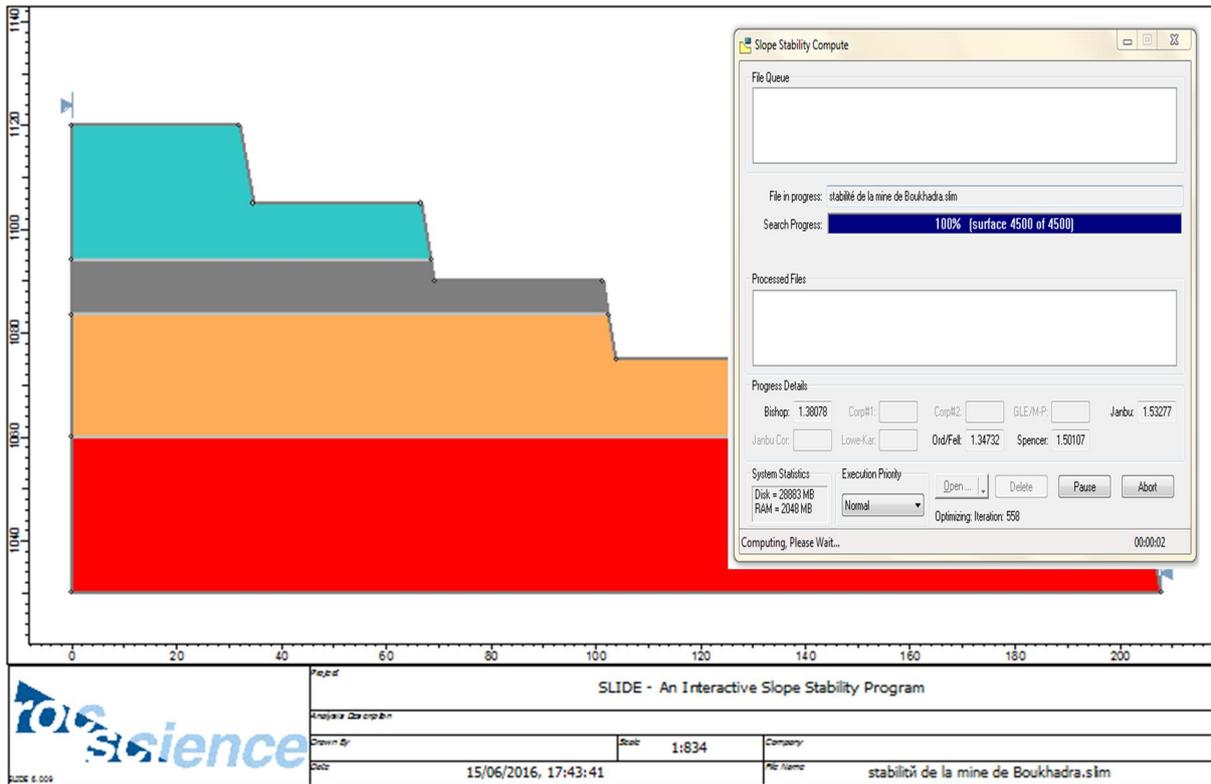


Figure VI.6. Phase de calcul.

Phase d'interprétation des résultats

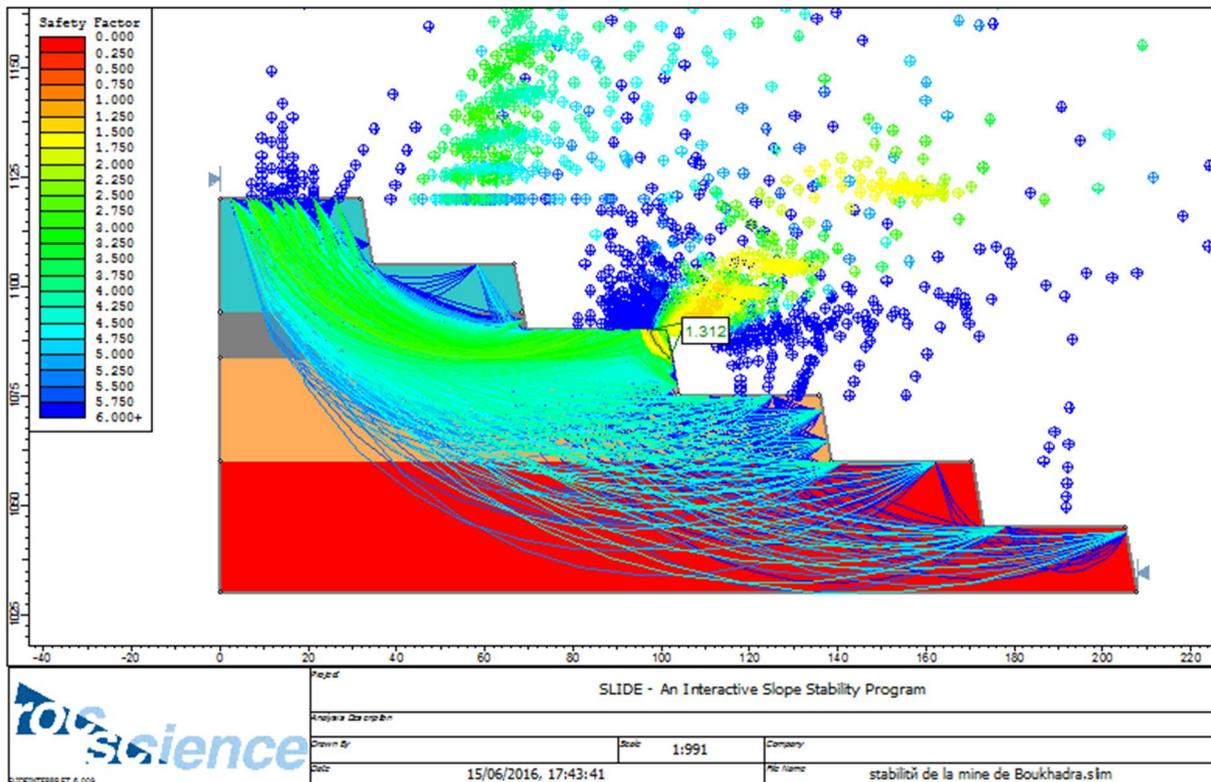


Figure VI.7. Le coefficient de sécurité selon l'approche de fellenius.

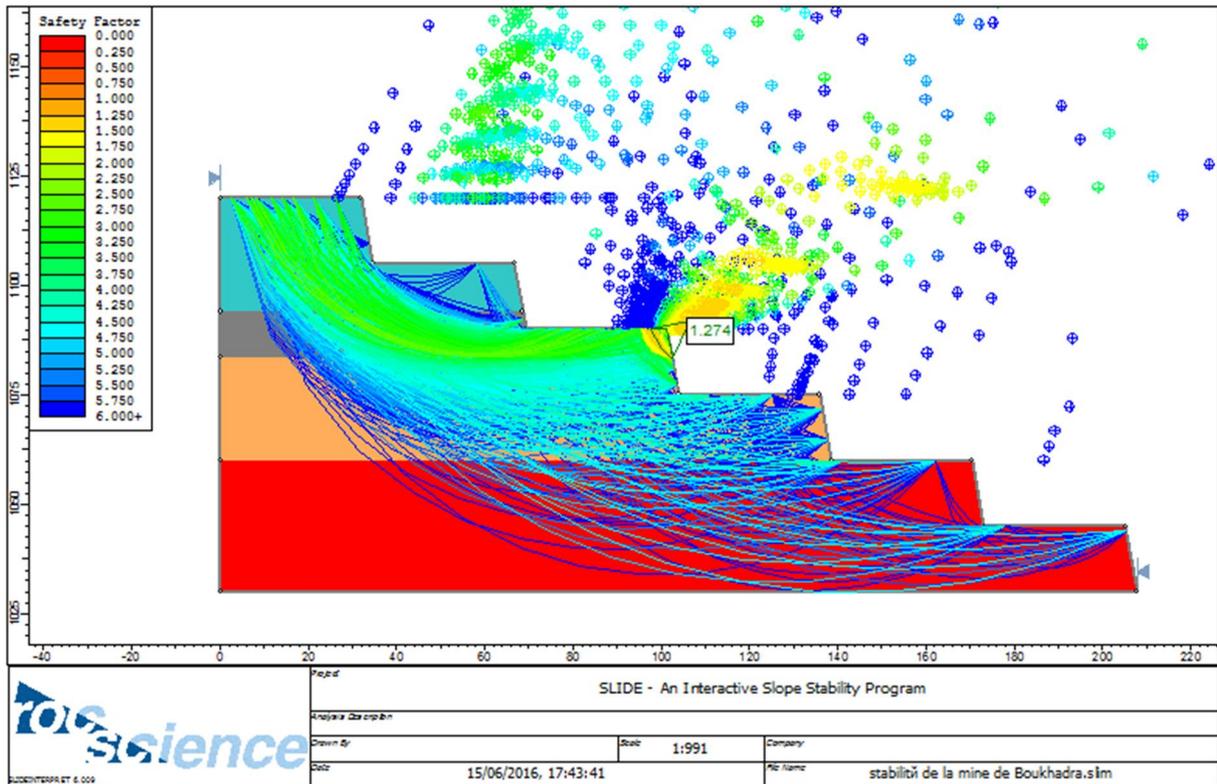


Figure VI.8. Le coefficient de sécurité selon l'approche de Bishop simplifiée.

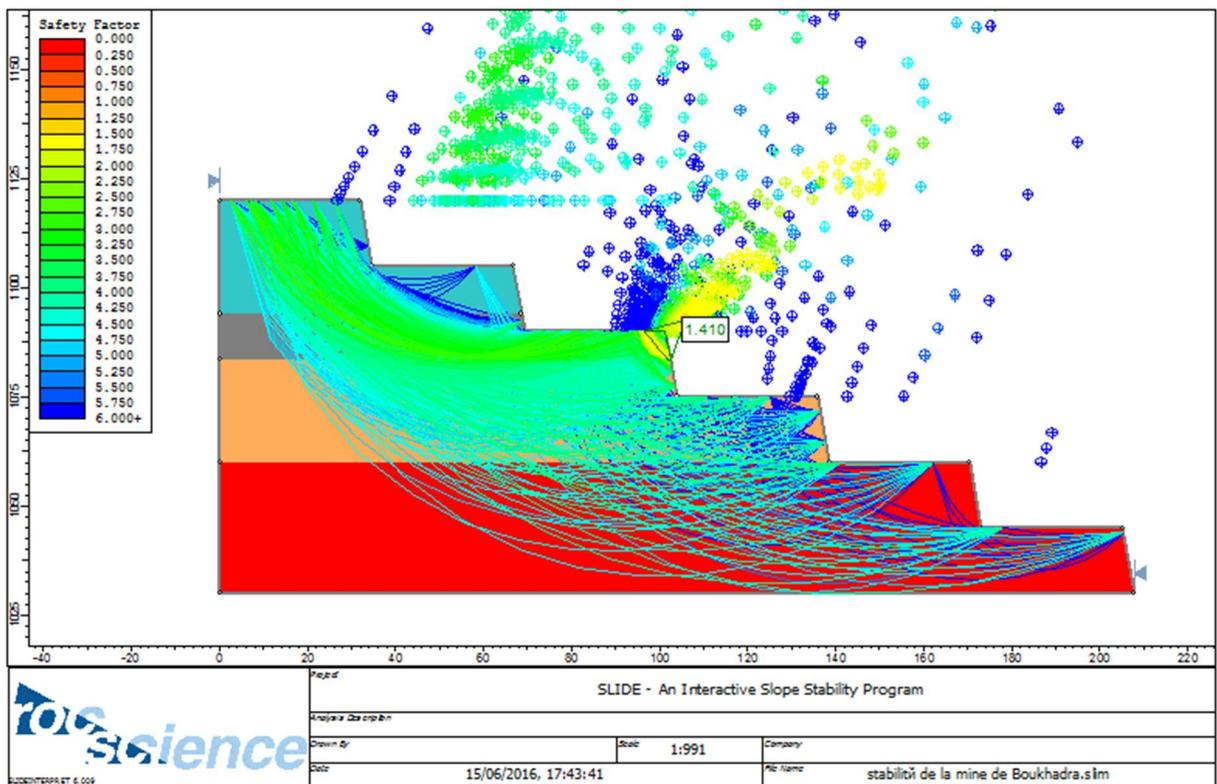


Figure VI.9. Le coefficient de sécurité selon l'approche de Janbu simplifiée.

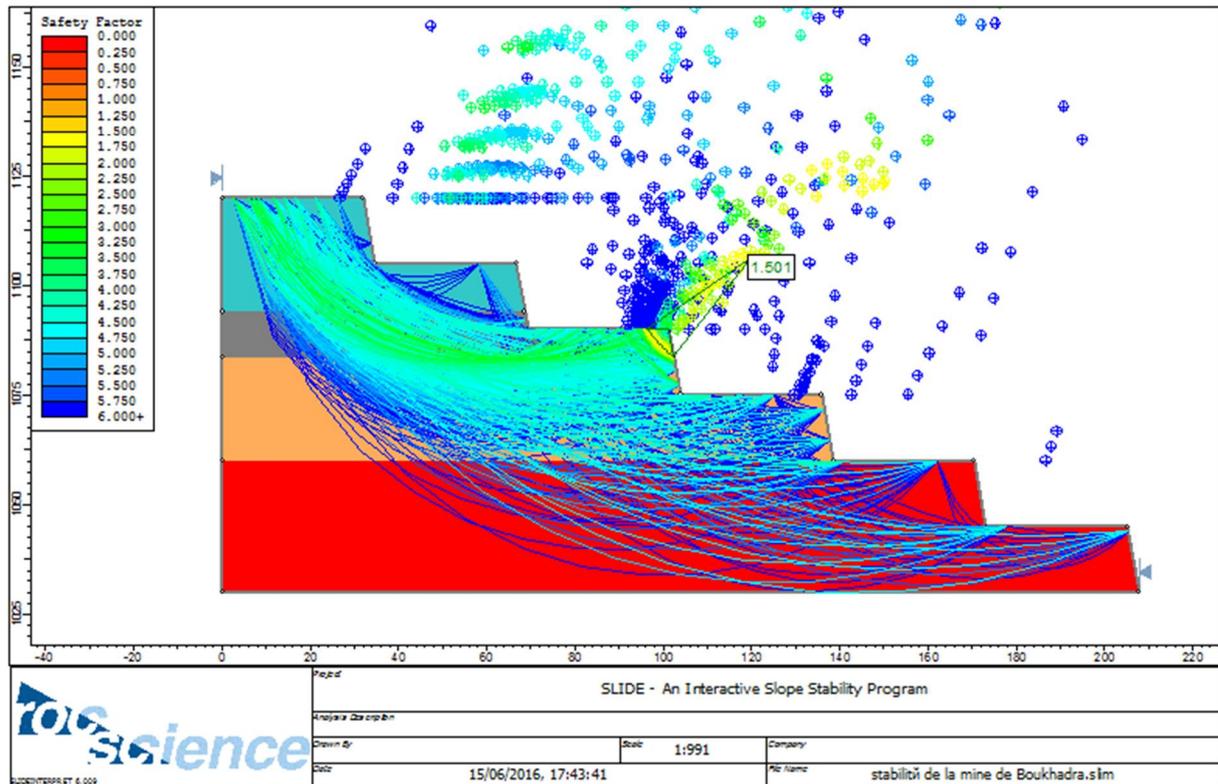


Figure VI.10. Le coefficient de sécurité selon l'approche de spencer.

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

Tableau VI.2. Les valeurs de Fs selon les différentes approches.

Méthodes	fellenius	Bishop simplifiée	Janbu simplifiée	Spencer
Valeurs de Fs	1,312	1,274	1,410	1,501

Synthèse et conclusion

Les valeurs de Fs obtenus suite à l'application de l'outil numérique slide 6.0 montrent que notre talus est stable.

Les résultats obtenus à partir de l'approche géomécanique, à savoir RMR, Q-système et GSI correspondent bien aux résultats obtenus numériquement.

VI.3.3. Influence des paramètres d'exploitation sur la stabilité

Dans le domaine minier et plus exactement dans les mines à ciel ouvert les paramètres d'exploitations qui influent directement sur la stabilité des talus de carrière sont : la hauteur de gradin et l'angle d'inclinaison du talus.

Dans ce qui suit on propose de réduire l'inclinaison de l'angle du talus à 70° et la hauteur du gradin à 7,5 m respectivement pour déterminer les nouveaux facteurs de sécurité Fs et les comparer avec le facteur précédemment calculé pour les paramètres d'exploitation existant à savoir ($H_g=15$ m, $\alpha=80^\circ$).

VI.3.3.1. Influence de l'inclinaison de l'angle du talus

Pour étudier l'influence de l'inclinaison de l'angle du talus on va garder la même géométrie du modèle précédent et en réduire seulement l'inclinaison de l'angle de talus à 70° .

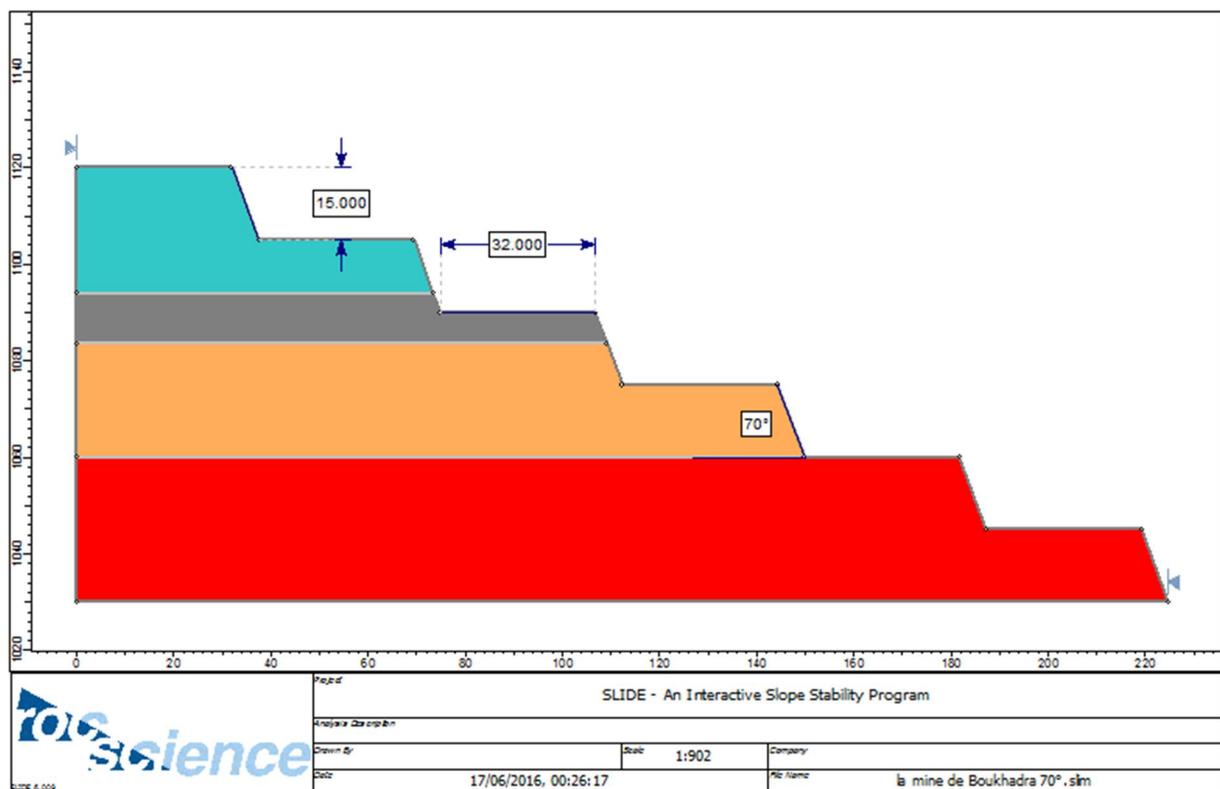


Figure VI.11. Géométrie du modèle étudié avec un angle d'inclinaison $\alpha = 70^\circ$.

Les résultats :

Les résultats obtenus sont comme suite :

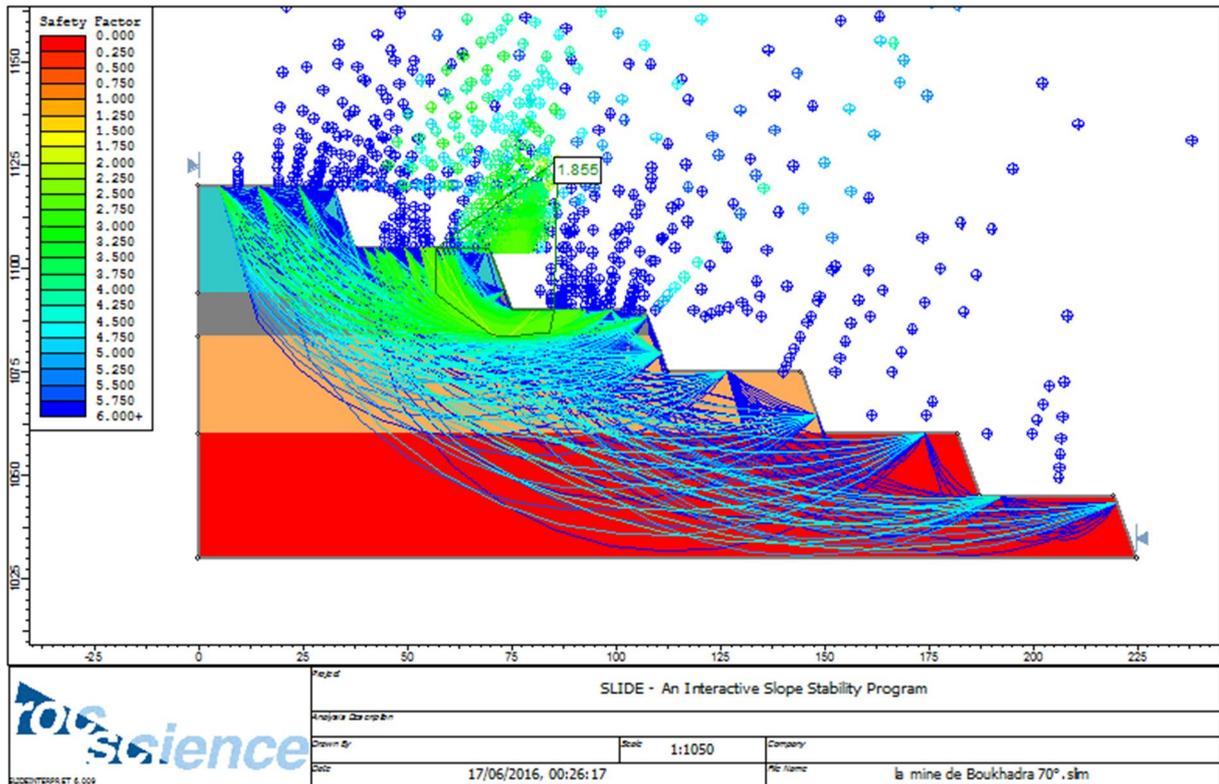


Figure VI.12. Le coefficient de sécurité selon l'approche de fellenius.

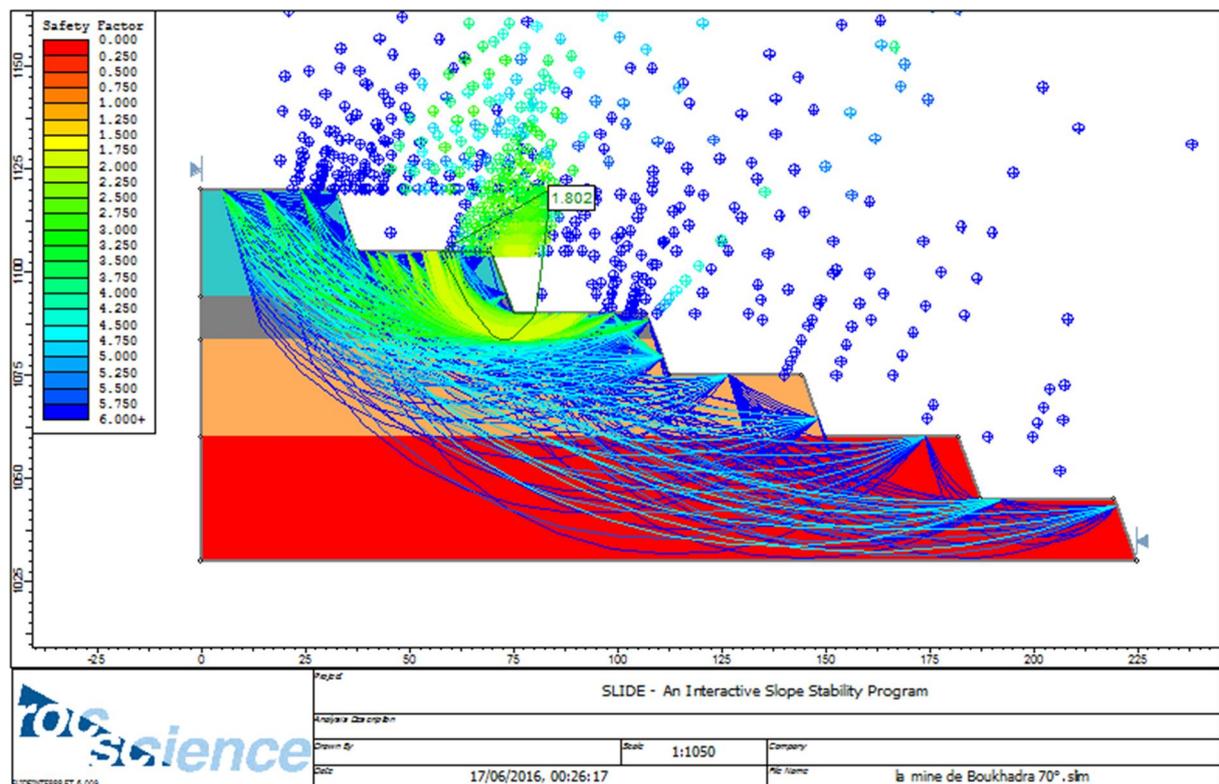


Figure VI.13. Le coefficient de sécurité selon l'approche de Bishop simplifiée.

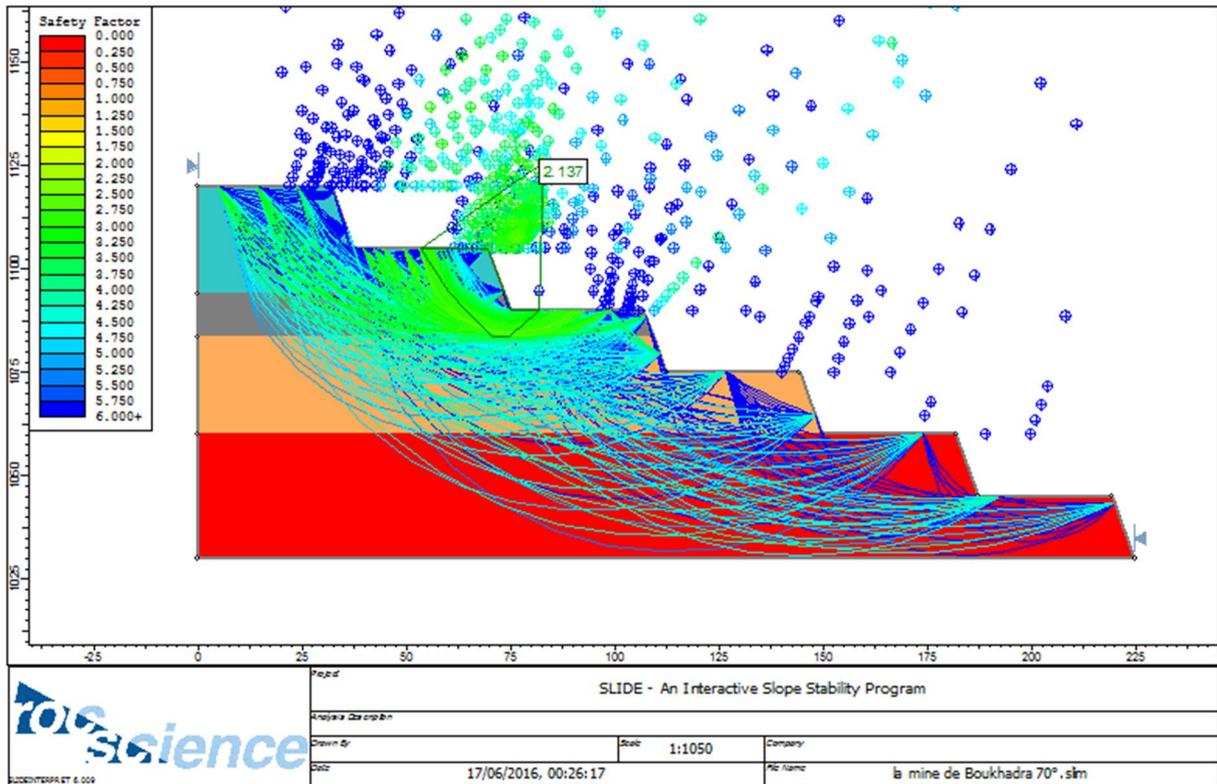


Figure VI.14. Le coefficient de sécurité selon l'approche de Janbu simplifiée.

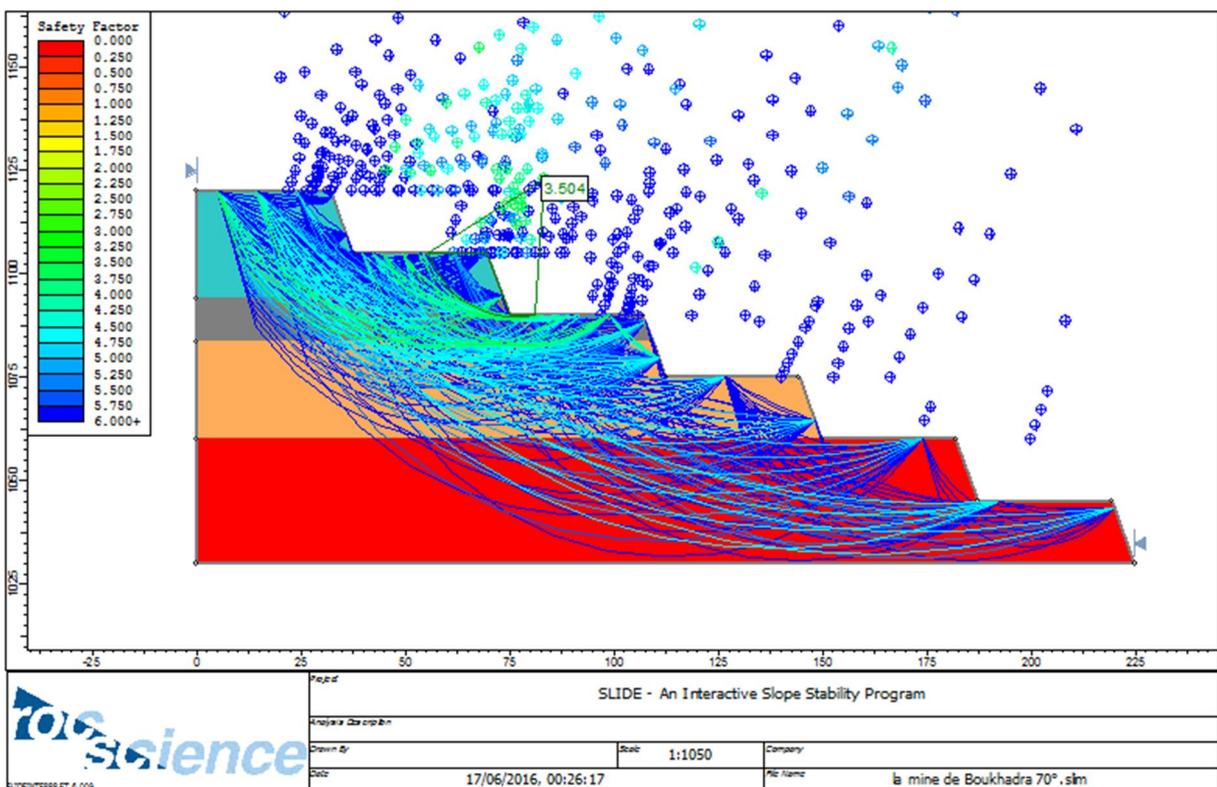


Figure VI.15. Le coefficient de sécurité selon l'approche de spencer.

Les valeurs du F_s obtenu pour un angle d'inclinaison du talus $\alpha=70^\circ$ est représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Les différentes valeurs de F_s pour $\alpha=70^\circ$.

Méthodes	fellenius	Bishop simplifiée	Janbu simplifiée	Spencer
Valeurs de F_s	1,855	1,802	2,137	3,504

Synthèse et conclusion

Selon les valeurs de F_s obtenues, on conclut que les talus des gradins sont plus stable avec un angle d'inclinaison $\alpha=70^\circ$.

VI.3.3.2. Influence de la hauteur de gradin

Pour étudié l'influence de la hauteur du gradin sur la stabilité on se doit de garder toujours la même géométrie du modèle en réduisant seulement la hauteur du gradin de 15 m à 7,5 m.

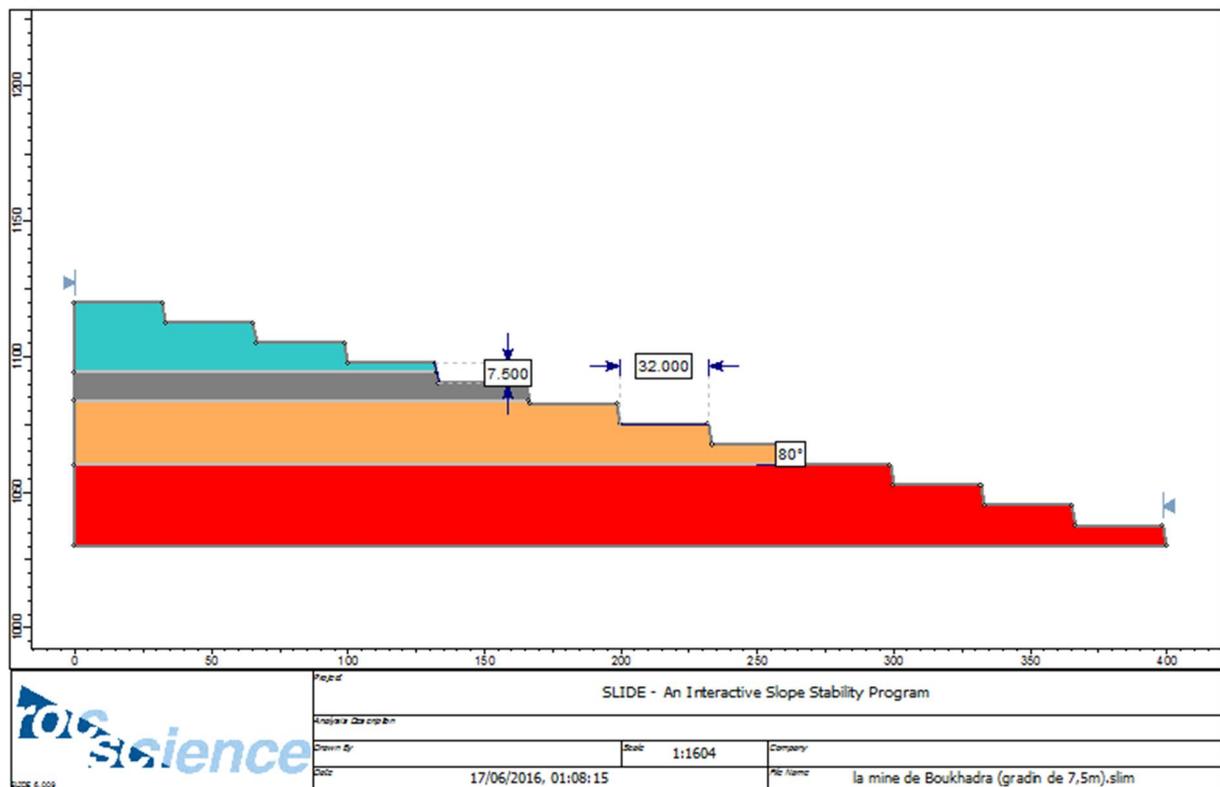


Figure VI.16. Géométrie du modèle étudié avec une hauteur de gradin $H_g=7,5$ m.

Les résultats

Les résultats obtenus sont comme suit :

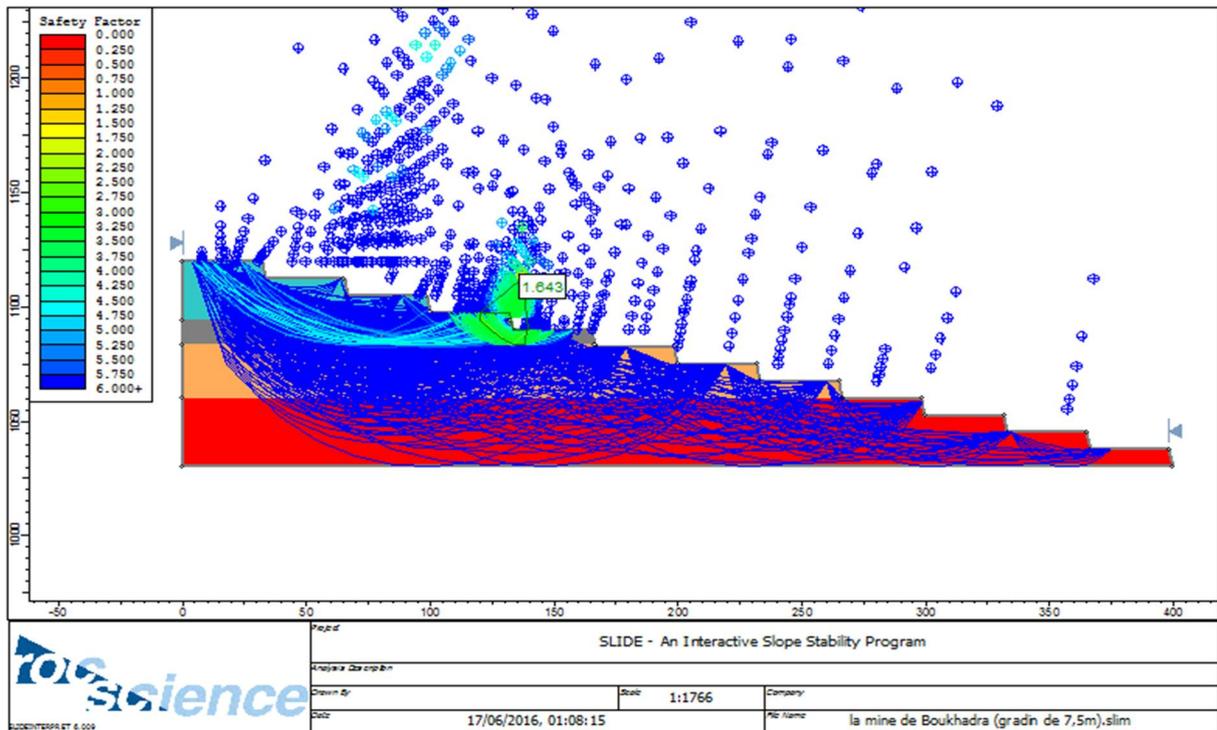


Figure VI.17. Le coefficient de sécurité selon l’approche de Fellenius.

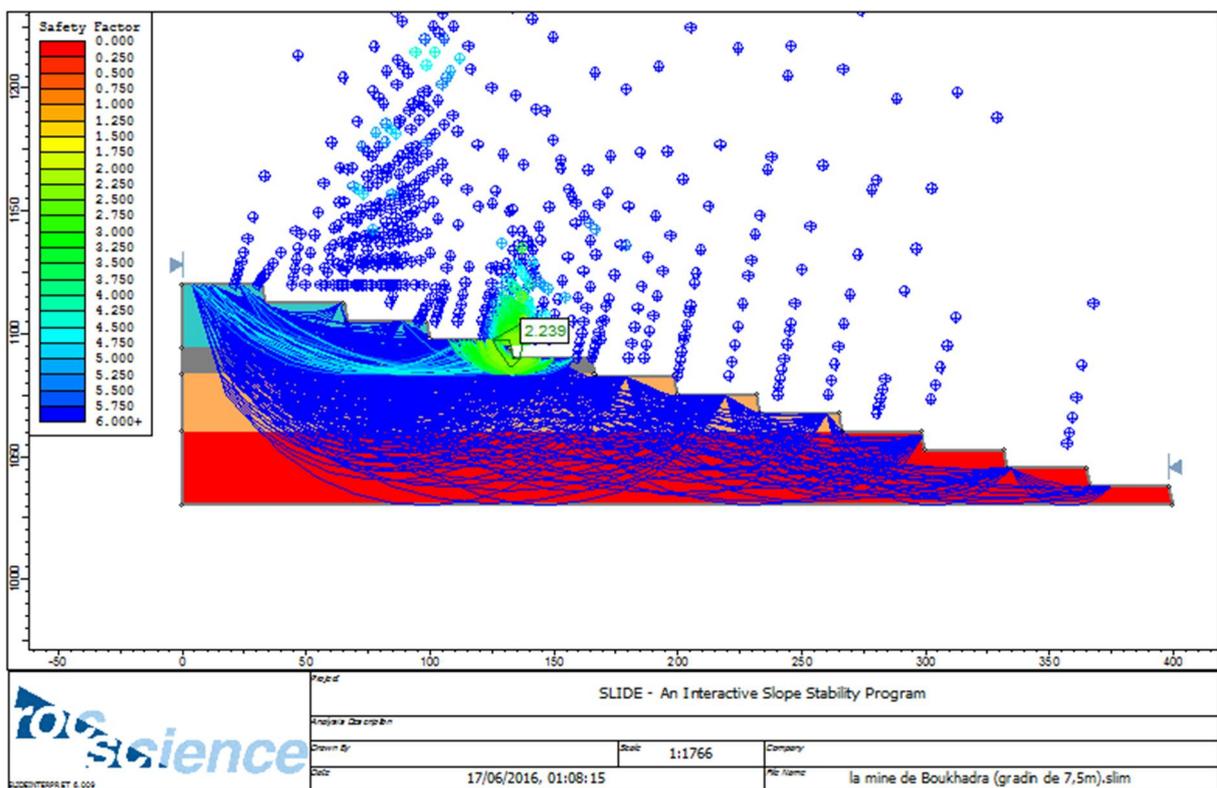


Figure VI.18. Le coefficient de sécurité selon l’approche de Bishop simplifiée.

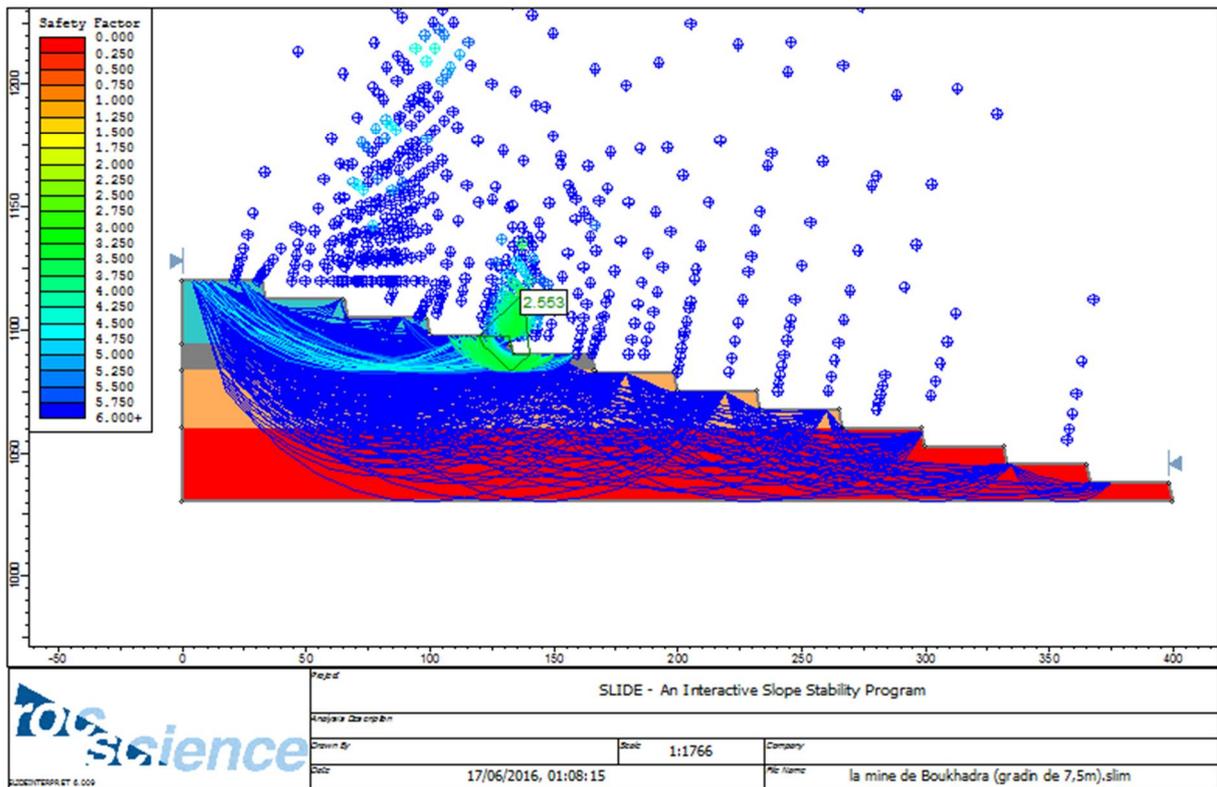


Figure VI.19. Le coefficient de sécurité selon l'approche de Janbu simplifiée.

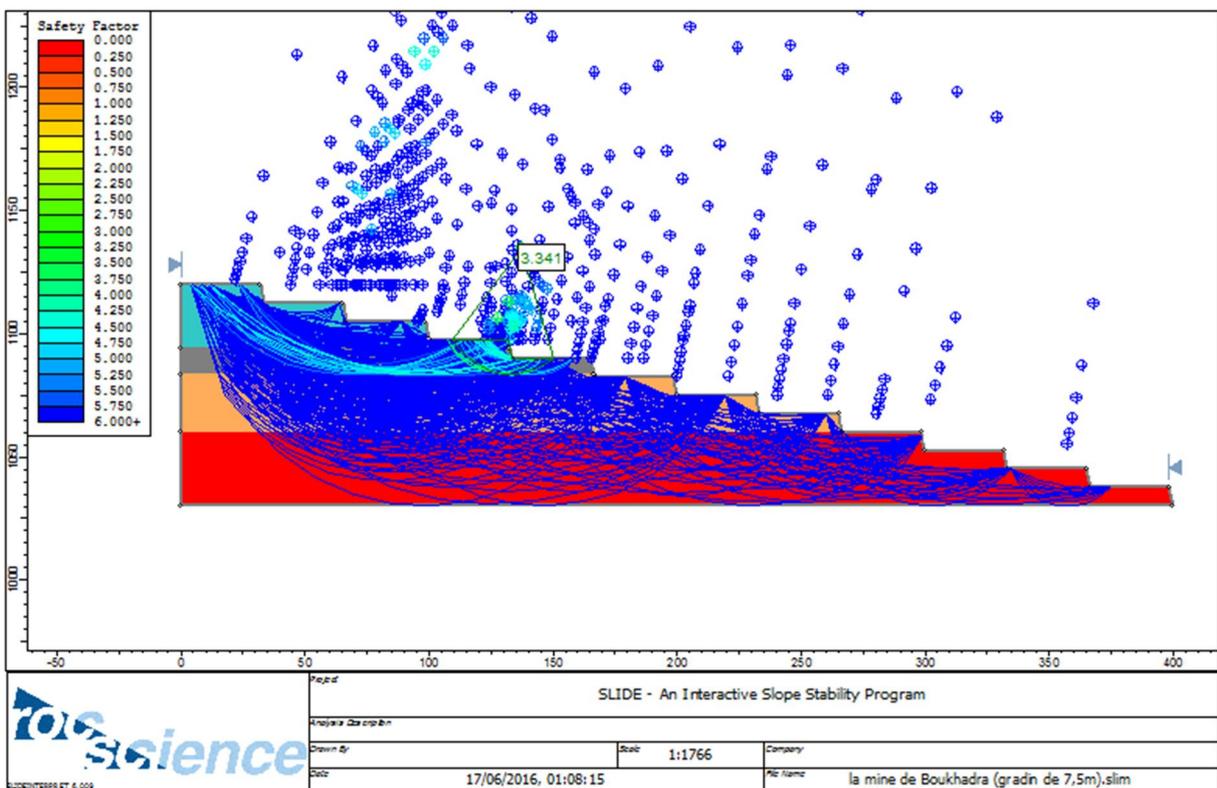


Figure VI.20. Le coefficient de sécurité selon l'approche de spencer.

Les valeurs du F_s obtenues pour une hauteur de gradin $H_g=7,5$ m sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Les différentes valeurs de F_s pour $H_g=7,5$ m.

Méthodes	fellenius	Bishop simplifiée	Janbu simplifiée	Spencer
Valeurs de F_s	1,643	2,239	2,553	3,341

Synthèse et conclusion

Selon les valeurs de F_s obtenues, on conclut que les talus des gradins sont plus stable avec une hauteur de gradin $H_g=15$ m.

VI.4. Conclusion

L'étude de stabilités établie par la méthode d'équilibre limite (sous un code de calcul slide 6.0) montre que le talus de la mine de Boukhadra est stable ce qui vérifie les résultats obtenu suite à l'application des méthodes de la classification semi-empirique concernant la situation du massif.

Avec la diminution des valeurs de la hauteur du gradin et de l'angle d'inclinaison de leurs talus, on constate l'augmentation des valeurs de F_s et donc l'amélioration de la stabilité.

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 géotechnicien est de s'assurer de la stabilité d'une pente ou d'un talus pour prévenir d'éventuels dégâts.

Afin d'atteindre cet objectif une analyse de stabilité du talus de la mine à ciel ouvert de Boukhadra fut réalisé de notre part,

Cette étude nous a permis de conclure ce qui suit :

Les classifications semi-empiriques, établies à base des observations sur terrain menées par l'entreprise et nous même, que ce soit RQD, RMR, GSI et le Q-système, révèle que la qualité du massif de Boukhadra varie de bonne pour le calcaire et le minerai de fer et moyenne pour les autres couches de marnes.

Afin de confirmer les résultats obtenus par la classification, on a opté pour une méthode analytique dite équilibre limite (sous un code de calcul Slide 6.0) pour la détermination d'un coefficient de sécurité (F_s) permettant d'évaluer l'état de stabilité du talus de la mine de Boukhadra.

Les valeurs du F_s sont de l'ordre de [1,274 - 1,501]. Ce qui prouve que le talus de la mine de Boukhadra est parfaitement stable.

La diminution des valeurs de H_g (hauteur de gradin) et de α (l'angle d'inclinaison du talus) entraîne l'augmentation des valeurs de F_s et assure un talus plus stable.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] **AMRANI, S.** “ Etude de Stabilité des Talus de la Carrière de Meftah(Blida) “. Mémoire de Fin d’Etudes, Ecole nationale Polytechnique Alger. 2011.
- [2] **BIENIAWSKI, Z, T.** “Engineering rock mass classifications a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering“. New-York, Wiley-Interscience. 1989.
- [3] **BOUCIF, R. TAMOURT, M.** “ Etude de stabilité du flanc Nord de la mine de Kef Essnoun-Tébessa“. Mémoire de Master, Université A-MIIRA de Béjaia. 2015.
- [4] **BOUDAL, O.** “Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations “. Thèse de doctorat, Université M-MAMMERI de Tizi-ouzou. 2013.
- [5] **CAMPY, M. MACAIRE, J, J.** “Géologie de la surface“. Editiondunod. 2003.
- [6] **CHALHOUB, M.** “Apports des méthodes d’homogénéisations numériques à la classification des massifs rocheux fracturés “. Thèse de Doctorat, Ecole nationale Supérieure des Mines de Paris. 2006.
- [7] **COLLIN, F. FOX, R. MAQUIL, R. SCHROEDER, Ch.** “Stabilité des Parois Rocheuses: Eboulement de la carrière RN 27 Michelau “. Journée Technique, administration des ponts et chaussés de Luxembourg. 71 pages. 2010.
- [8] “ Cours structures géologiques “. Licence, science de la terre et environnement, Université Joseph Fourier, Grenoble. 2009.
- [9] **DEGOUTTE, G. ROYET, P.** “ Aide mémoire de mécanique des sols “. Réédition. 99 pages. 2005.
- [10] **DELAGE, P. CUI, Y, J.** “ Comportement mécaniques des sols non saturés “. Technique de l’Ingénieur, traité construction, C302. 19 pages. 1999.
- [11] **DEVOS, M.** “ La stabilité des Talus “. FABI, Cycle Eurocodes. 2010-2011.
- [12] **DJEBROU, B.** “ traitement du sol par colonne ballastes dans la région de Blida“. Mémoire de Fin d’Etude, Université SAAD DEHLAB de Blida. 2007.

-
- [13] **DUBOURDIEU.** “ Etude géologique de la région de Boukhadra et L’Ouenza “. 1956.
- [14] **DURVILLE, J, L. HÉRAUD, H.** “ Description des roches et des massifs rocheux “. Technique de l’ingénieur, traité construction, C352, 13 pages. 2001.
- [15] **ELKIR, A. YAHIAOUI, K.** “Etude numérique et confortement d’un glissement de terrain “. Projet de fin d’étude, Ecole national polytechnique. 2012.
- [16] **GADRI, L.** “ Etude de la déformation et de la rupture des massifs fissurés par la méthode des éléments finis “. Thèse de doctorat, université Badji Mokhetar, Annaba. 127 pages. 2012.
- [17] **GIANI, G, P.** “Rock Slope Stability Analysis “. Turin. 178 pages. Juillet 1991.
- [18] **HAMMAH, R. et al.** “Stability analysis of rock slopes using the finite element method“. Edition Schubert. p 20-27. 2004.
- [19] **HANTZ, D.** “ Description structurale des massifs rocheux“. Cours de mécanique des roches, Ecole Polytechnique de l’Université de Grenoble.
- [20] **HOEK, E. BROWN, E, T.** “Practical estimates of rock mass strength”. Int Rock Mech Min Sci. 34 pages. 1995.
- [21] **KARRAY, M.** “ Cours de mécanique des sols “.
- [22] **KHEMISSA, M. RAHMOUNI, Z.** “ Analyse de la stabilité et stabilisation par pieux du versant instable de Sidi-Ahmed (Bejaia, Algérie) “. Actes du 13ème Congrès Régional Africain de la géotechnique, Marrakech, Maroc. Sahli et al. 2003.
- [23] **LAVASSEUR, M.** “Contribution des systèmes d’information géographique à l’analyse quantitative de l’aléa ‘glissement de terrain’ Exemple d’application au secteur de Ville de La Baie, Québec “. Mémoire de maitrise, Université du Québec INRS.E.T. 2003.
- [24] **LEBBAD. S, E.** “ Etude d’un Glissement de Terrain sur la RN 24 PK 113 + 500, Wilaya de Boumerdes “. Mémoire d’Ingénieur d’Etat des Travaux Publics, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. 2010.
- [25] **LEVASSEUR, S.** “Identification des paramètres mécaniques des sols par analyse inverse sur des essais et ouvrages géotechniques “. Université Joseph Fourier de Grenoble, XXVème Rencontres Universitaires de Génie Civil. 2007.

-
- [26] **MACIEJ, A.** “Modification des classifications géotechniques pour les massifs rocheux schisteux “. Thèse de maîtrise des sciences appliquées de l’université de Montréal, spécialité de génie minéral. 2012.
- [27] **MAIOLINO, S.** “Fonction de charge générale en géomécanique : application aux travaux souterrains “. Thèse de doctorat, Ecole des Mines de Paris. 2006.
- [28] **Mine de Boukhadra.** “ Etude géologique de la région de Boukhadra et L’Ouenza “. 2014.
- [29] **MORET, L.** “Les écroulements de terrains en montagnes“. Edition de la Revue des Alpes, Grenoble, p 12. 1945.
- [30] **M’ZOUGHEM, K. CHENAF, W.** “ Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Sétif) “. Mémoire D’Ingénieur d’Etat en Géologie, Université FERHAT ABBAS de Sétif. 2006.
- [31] **PALMSTROM, A.** “A rock mass characterisation system for rock engineering purposes“. Thèse de post de doctorat de l’université Oslo Norvège. 1995.
- [32] **PALMSTROM, A et al.** “The reliability of rock mass classification used in underground excavation and support design“. Geo-Eng, University of Melbourne, p 35. 2001.
- [33] **PHILIPPONAT, G.** “ Fondations et ouvrages en terre “. Edition Eyrolles, Paris. 402 pages. 1979.
- [34] **PHILIPPONAT, G. BERTRAND, H.** “Fondation et ouvrages en terre “. Edition Eyrolles. 2003.
- [35] **Publication de la campagne militaire géotechnique de Canada.** “ Propriétés des roches “. B-GL-361-011/FP-002. 1998.
- [36] **ROMANA, M.** “A Geomechanical Classification for Slopes: Slope Mass Rating“. In Comprehensive Rock Engineering, edition Oxford, Pergamon Press. 1985.
- [37] **SCHROEDER, Ch.** “Etude de stabilité des parois rocheuses“. Revue de société Belge de géologie de l’ingénieur et de mécanique des roches (SBGIMR), p. 15-18, 21-29, 34. 2010.
- [38] **SEDDIKI, A.** “ Analyse de la stabilité des pentes sous séisme “. Mémoire de magister, Université Mohamed Boudiaf de M’SILA. 2008.

[39] **SOUKATCHOFF, V, M.** “ Cours de géotechnique “. Ecole nationale Supérieure des Mines de Nancy. 100pages. 2007.

[40] **TAHIRI, A.** “ Modélisation des massifs rocheux fissures par la méthode des éléments distincts“. Thèse de Doctorat, Ecole nationale des Ponts et Chaussées. 1992.

[41] **TERZAGHI, K. PECK, B, R. MESRI, G.** “Soil Mechanics in Engineering Practice “. 3th JOHN WILEY & SONS, INC. 665pages. 1996.

[42] **ZHAO, J.** “Propriétés des discontinuités“. part 3, cours de mécanique des roches, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. 2008.

Annexes

Annexe 01 : Caractérisation du massif suivant Q-système.

Annexe 01.A : Paramètre J_r (paramètre de rugosité des joints), (Barton et al. 1974).

(a) Epontes en contact (b) Epontes en contact après cisaillement de moins de 10 cm	J_r	(c) Epontes hors contact après cisaillement	J_r
Joints discontinus	4	Zone argileuse d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	1,0
Joints ondulés, rugueux ou irréguliers	3		
Joints ondulés, lisses	2	Zone sableuse, graveleuse ou broyée d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	1,0
Joints ondulés, striés (lisses, luisants, polis)	1,5		
Joints plans, rugueux ou irréguliers	1,5		
Joints plans, lisses	1,0		
Joints plans, striés	0,5		
<p>Note : (i) Les descriptions se réfèrent à des éléments de petites ou moyennes dimensions dans cet ordre.</p>		<p>Note : (i) Majorer la valeur de 1,0 si l'espacement moyen des joints de la famille principale est supérieur à 3m.</p> <p>(ii) $J_r = 0,5$ si les joints plans et striés comportent des linéations orientées de telle sorte qu'elles peuvent amorcer une rupture.</p>	

Annexe01.B : Paramètre Ja (paramètre d'altération des joints), (Barton et al 1974).

	Caractère du joint		Conditions	Ja
	Epontes en contact	Joints propres	Joint serré, recimenté	Remplissage de quartz, épidote,...etc.
Epontes non altérées			Pas d'enduit.	1
Epontes légèrement altérées			Enduit minéral non radoucissant, grains sans argile	2
Enduits ou remplissage		Enduits à frottement	Sable, silt, calcite,...etc. (non radoucissant)	3
		Enduits à cohésion, épaisseur < 1-2 mm	Argile, chlorite, talc,...etc. (radoucissant)	4
Epontes en contact	Remplissage	Type	Ja	
	Matériaux frottant	Sable, silt, calcite,...etc.	4	
	Remplissage fortement sur-consolidé épaisseur < 5 mm	Remplissage compact d'argile, chlorite, talc...etc.	6	
	Remplissage légèrement surconsolidé, épaisseur < 5 mm	Sur-consolidation légère ou moyenne d'argile, de chlorite, talc...etc.	8	
	Remplissage d'argiles gonflantes, épaisseur < 5 mm	Matériaux gonflants (ex montmorillonite)	8-12	
Epontes séparées	Condition d'éponte	Ja		
	Zones de roche concassée	6		
	Roche et argile	8-12		
	Zones silteuses, sableuses, avec une faible fraction d'argile	5		
	Zones ou bandes épaisses d'argile	10-13		

Annexe01.C : Paramètre J_w (paramètre hydraulique), (Barton et al, 1974).

Influence de l'eau en charge	J_w	Pression d'eau approximative (kgf/cm²)
- Excavation à sec ou faibles venues d'eau (< 5 l/mn localement)	1,00	< 1,0
- Venues d'eau ou pressions faibles, débouillage occasionnel au droit d'un joint	0,66	1,0-2,5
- Fortes venues d'eau ou pression importante dans du rocher de bonne tenue à joints sans remplissage	0,5	2,5-10,0
- Fortes venues d'eau ou pression importante, débouillages fréquents	0,3	2,5-10,0
- Très fortes venues d'eau lors des tirs, diminuant ensuite avec le temps	0,2 - 0,1	> 10,0
- Très fortes venues d'eau ou pressions très importantes sans réduction notable avec le temps	0,1 -0,05	> 10,0

Note :

(i) les 4 derniers indices sont des estimations grossières. Augmenter la valeur de J_w en cas de mise en place d'un dispositif de drainage ;

(ii) les problèmes particuliers liés à la formation de glace ne sont pas pris en compte.

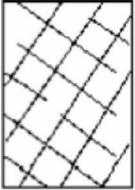
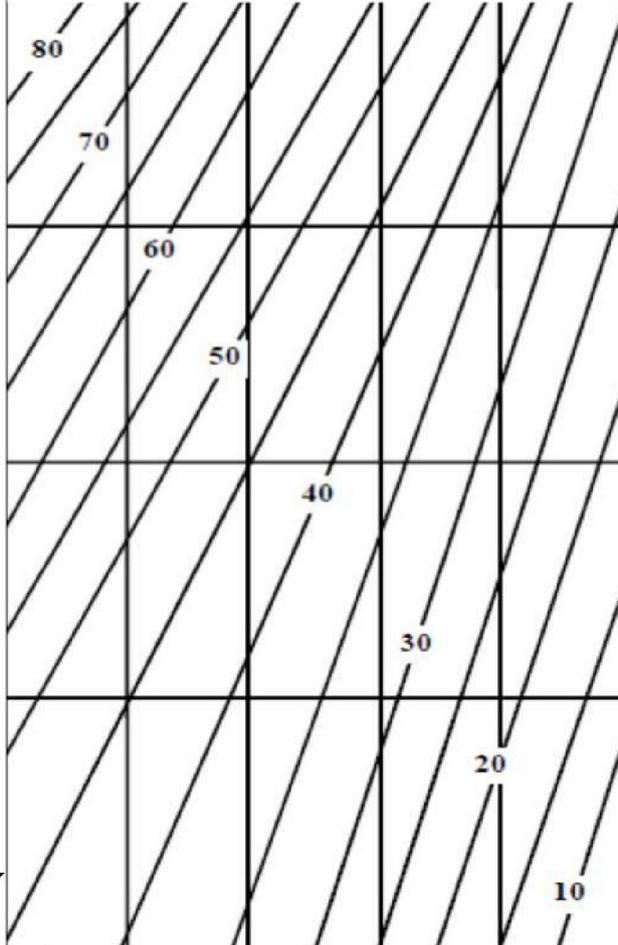
Annexe 01.D : Paramètre de J_n (nombre de famille de discontinuités), (Barton et al., 1974)

Nombre de famille de diaclases	J_n
Massif, peu ou pas de diaclases	0.5-1
Une famille de diaclases	2
Une famille et diaclases aléatoires	3
Deux familles de diaclases	4
Deux familles et diaclases aléatoires	6
Trois familles de diaclases	9
Trois familles et diaclases aléatoires	12
Quatre familles et plus, diaclases aléatoires très nombreuses	15
Roche concassée, semblable à un sol	20
Note :	
1. Pour une intersection, utilisez $3 \times J_n$	
2. Pour un portail, utilisez $2 \times J_n$	

Annexe 01.E : Paramètre de SRF (paramètre de réduction relatif aux contraintes), (Barton et al., 1974).

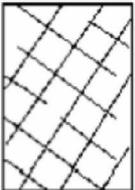
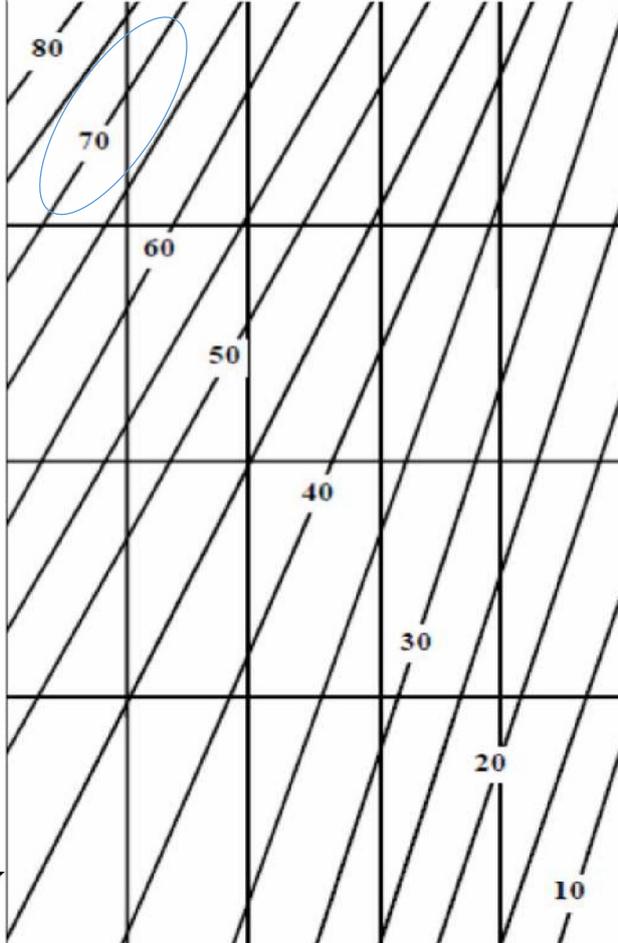
Ouvrage recoupant des zones de faiblesse provoquant la décompression de la roche lors du percement	Zones de faiblesse fréquentes, contenant de l'argile ou durocher décomposé chimiquement, rocher environnant très décomprimé (toutes profondeurs).	SFR=10		
	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou rocher décomposé chimiquement (profondeur de l'excavation <50m)	5		
	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou durocher décomposé chimiquement (profondeur de l'excavation >50m)	2.5		
	Nombreuses de zones de cisaillement en rocher sain, sans argile (toutes profondeurs)	7.5		
	Zones de cisaillement individuelles en rocher sain, sans argile (profondeur de l'excavation <50 m)	5		
	Zones de cisaillement individuelles en rocher rigide, sans argile (profondeur de l'excavation >50 m)	2.5		
	Joint ouverts, rocher très fracturé et décomprimé, "morceaux de sucre",... etc. (toutes profondeurs)	5		
Note :				
(i) Réduire l'indice SFR de 25% à 50 % si les zones de cisaillement influent sur l'excavation mais ne la traversent pas.				
		S_c/σ_c	σ_q/σ_c	SFR
Roche sain, problèmes de contraintes in situ	Contrainte faible, excavation peu profonde	>200	<0.01	2.5
	Contraintes moyennes	200-10	0.01-0.3	1
	Contrainte importante, structure très serrée (condition normalement favorable à la stabilité mais peut être défavorable à la tenue des pénétrations)	10-5	0.3-0.4	0.5-2
	Mouvement de toit modéré (rocher massif)	5-3	0.5-0.65	5-50
	Quelque chute de toit (rocher massif)	3-2	0.65-1	50-200
	Chutes de toit importantes (rocher massif)	<2	>1	200-400
Notes:				
(ii) Si l'état de contraintes est fortement anisotrope : pour $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$, réduire σ_c à $0.75 \sigma_c$. Pour $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, réduire σ_c à $0.5 \sigma_c$				
(iii) Il est rare que la hauteur de couverture au-dessus du toit soit plus faible que la largeur de l'ouvrage. Si c'est le cas, il est suggéré de porter l'indice de SFR de 2.5 à 5.				
			σ_θ/σ_c	SFR
Rocher poussant	Déformation plastique du rocher sous l'action de fortes contraintes naturelles	Moyennes pressions	1-5	5-10
		Fortes pressions	>5	10-20
Rocher gonflant	Action chimique en fonction de la présence d'eau	Moyennes pressions		5-10
		Fortes pressions		10-15

Annexe 02 : Estimation du GSI à partir d’une description géologique de la masse rocheuse (Hoek et Brown, 1995).

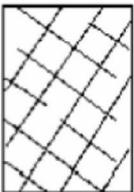
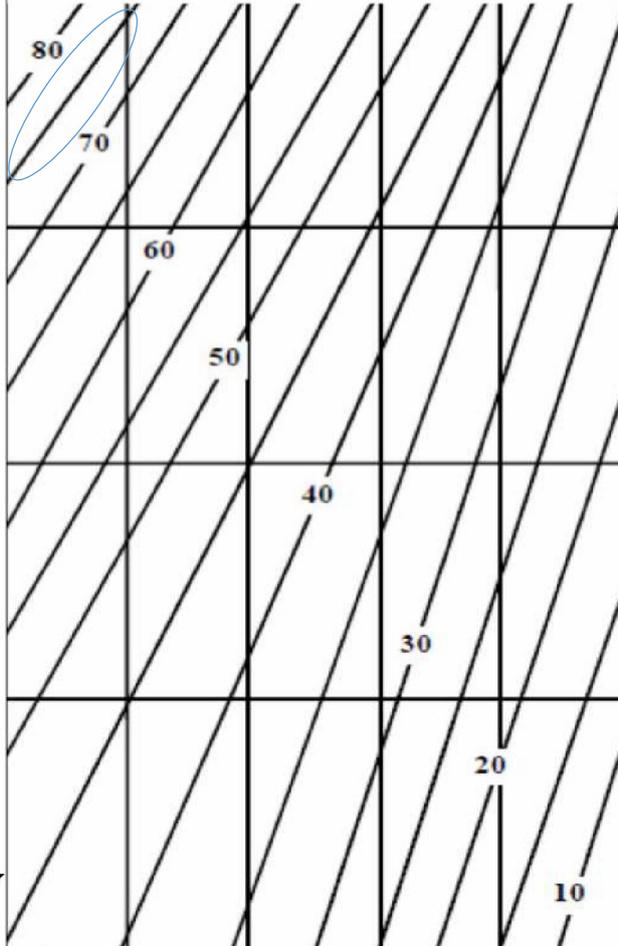
<p>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L’ESTIMATION DE LA RESISTANCE.</p> <p>A partir de l’apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...]</p> <p>Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l’excavation</p> <p>STRUCTURE</p>	<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">CONDITIONS DE SURFACE</p> <p>TRES BONNES Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses</p> <p>BONNES Surfaces couleur de fer, rugueux et légèrement altérées</p> <p>MOYENNES Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées</p> <p>PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées Avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux</p> <p>TRES PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d’argile plastique</p> <p style="text-align: center;">QUALITÉ DÉCROISSANTE </p>
<p> FRACTURÉE – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p> <p> TRÈS FRACTURÉE – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p> <p> FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles</p> <p> DÉSINTÉGRÉE – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>	<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DÉCROISSANT </p> 

Annexe 03 : Caractérisation du massif suivant le GSI.

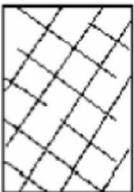
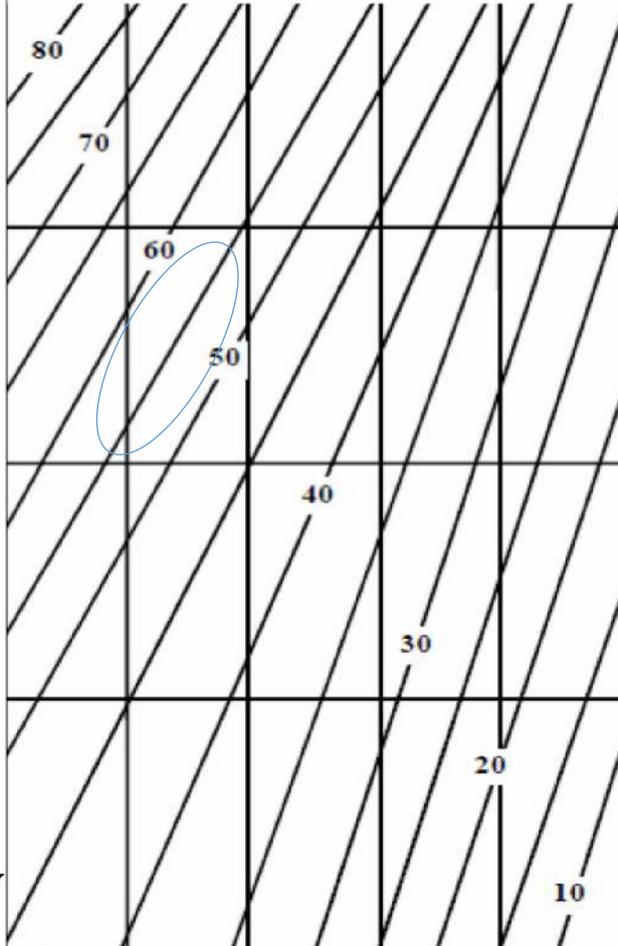
Annexe 03.A : Couche du Calcaire.

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

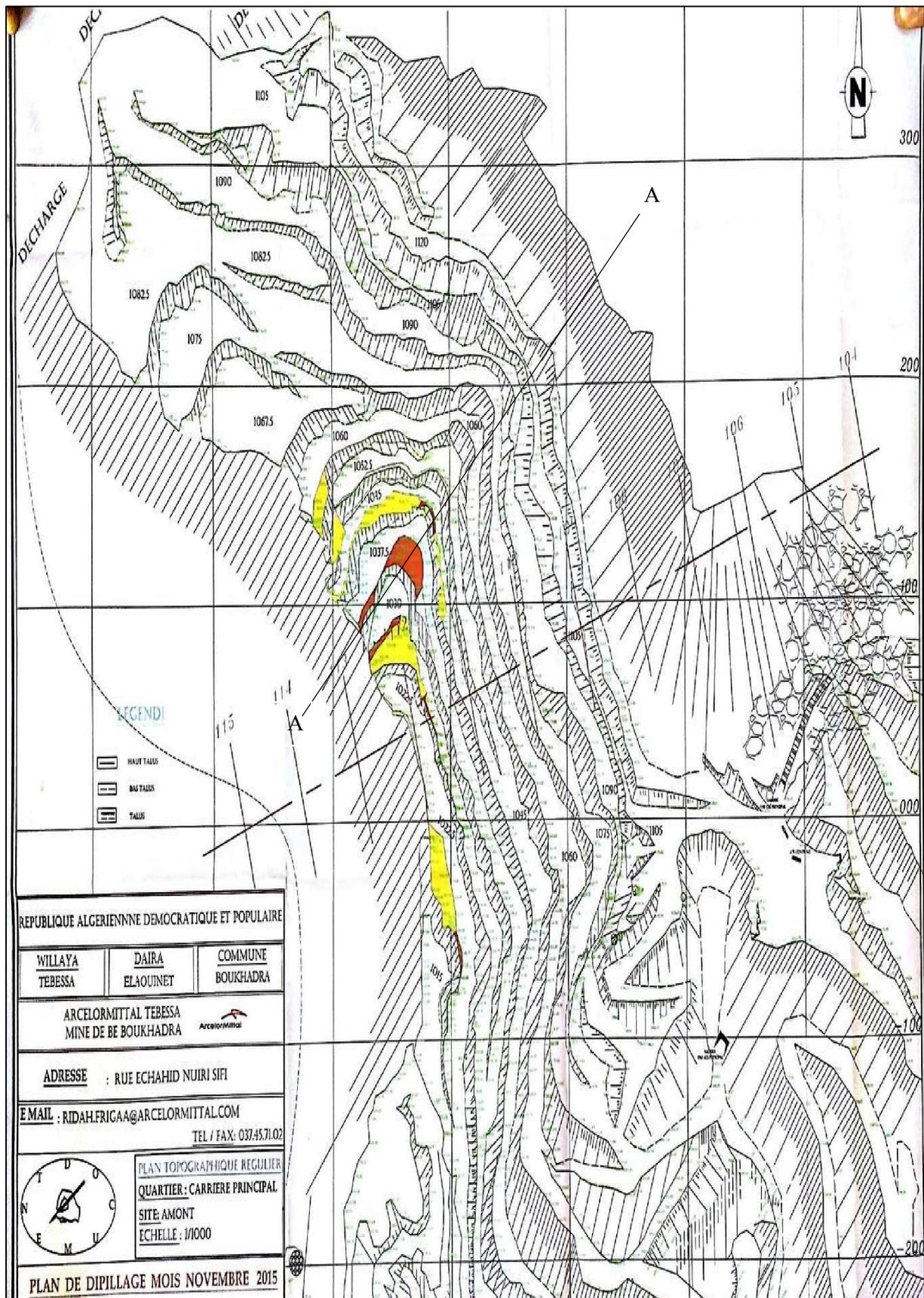
Annexe 03.B : Couche de minerai de fer.

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

Annexe 03.C : Les couches des marnes (marne jaune, marne grise, marne minéralisée).

<p>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE</p> <p>ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE.</p> <p>A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...]</p> <p>Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation</p> <p>STRUCTURE</p>	<p>CONDITIONS DE SURFACE</p> <p>TRES BONNES Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses</p> <p>BONNES Surfaces couleur de fer, rugueux et légèrement altérées</p> <p>MOYENNES Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées</p> <p>PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées Avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux</p> <p>TRES PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique</p> <p style="text-align: center;">QUALITÉ DÉCROISSANTE </p>
 <p>FRACTURÉE – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p>	<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DÉCROISSANT</p> 
 <p>TRÈS FRACTURÉE – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p>	
 <p>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles</p>	
 <p>DÉSINTÉGRÉE – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>	

Annexe 04 : Localisation du profil choisies pour l'analyse de stabilité du site d'étude.



Résumé

L'objectif de ce travail est d'analyser la stabilité des talus de la mine de Boukhadra (Tébessa), on a 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, on a conçu un modèle du gisement en se servant des caractéristiques physico-mécaniques du terrain visé par l'étude ainsi que de la coupe géologique du gisement. Les méthodes de calcul utilisées sont celles basées sur l'équilibre limite dont : Fellenius, Bishop simplifiée, Junbu simplifiée et Spencer.

Les résultats obtenus du coefficient de sécurité indique que le massif constituant la mine de Boukhadra est stable, étant donné les valeurs élevées du coefficient de sécurité, ce qui vérifie les résultats obtenus suite à l'application des méthodes de la classification semi-empirique à savoir (RMR, GSI et Q-système).

Mots Clefs : mine de Boukhadra, classification géomécanique, Glissement, analyse de stabilité, équilibre limite, Coefficient de sécurité.

Abstract

The objective of this work is to analyze slope stability of mine Boukhadra (Tébessa), we used a stability calculation software well suited to sliding problems, to understand the failure mechanism. Using it, we designed a model of the deposit by using the physico-mechanical characteristics of the land covered by the study and the geological section of the deposit. The calculation methods used are those based on the limit equilibrium including : Fellenius, Bishop simplified, simplified Junbu and Spencer.

The results of the safety factor indicates that the solid constituent of mine Boukhadra is stable, given the high values of the safety factor, which checks the results obtained following the application of methods of semi-empirical classification namely (RMR, GSI and Q-system).

Key words: Boukhadra mine, geomechanics classification, Slip, stability analysis, limit equilibrium, safety factor.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تحليل استقرار منحدرات منجم بوخضرة (تيسة)، لتنفيذ هذه الدراسة تم استخدام برنامج لحساب الاستقرار الذي يتكيف مع هذا النوع من الحوادث المألوفة في المنحدرات الأرضية تقصد فهم آلية الإنكسارات، اعتماداً على هذا الأخير تم الحصول على نموذج إيداع باستخدام الخصائص الفيزيائية والميكانيكية للمواد المشكلة للحقلو القطعة الجيولوجية للمحجرة. طرق الحساب المستخدمة هي: فيلينوس طريقة بيشوب المبسطة، جانبو المبسطة وسبنسر.

هذه الدراسة أظهرت أن منحدرات منجم بوخضرة مستقرة نظراً للقيم العالية لمعامل الأمان وهذا يحقق النتائج التي تم الحصول عليها بعد تطبيق طرق التصنيف شبه التجريبي.

الكلمات المفتاحية: منجم بوخضرة، التصنيف الجيوميكانيكي، الانزلاق، تحليل الاستقرار، التوازن المحد، عامل الأمان.