

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT DE GENIE MINIER

Mémoire de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Minier

Thème



*Etude de Stabilité des Talus de
la Carrière de Meftah (Blida)*

Réalisé par :

M^{lle} S. AMRANI

Proposé et Encadré par :

M^r. K.OMRACI

Promotion Juin 2011

ENP 10, Avenue Hassen Badi, 16200 El Harrach, ALGER



DEDICACES

Je dédie cet humble mémoire à tous ceux qui m'ont aidé, soutenu et encouragé, à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près.

Je citerai d'abord mes parents pour leur compréhension, sacrifice, patience leur soutien et encouragements.

A mes frères Khaled, Fayçal, Farouk et Ali.

Je tiens à dédier ce travail à mon futur mari Mr ANNOUCHE Amirouche qui m'a soutenu et encouragé tout au long de mon cursus universitaire.

Siham.



Remerciements

Je tiens à remercier Dieu Le Clément et Miséricordieux de m'avoir donné la force et la volonté d'achever ce travail.

Mes vifs remerciements vont à Monsieur Kamel OMRACI pour l'aide qu'il m'a apporté et pour ses conseils clairvoyants durant l'élaboration de ce travail.

Un grand merci à Monsieur A.RICHE, Monsieur K.HAMOUCHE et Monsieur A.ASFIRANE de la Cimenterie de Meftah (SCMI) pour leurs conseils, leurs encouragements, leurs précieuses aides et leurs qualités humaines.

Je tiens également à remercier tous les enseignants ayant contribué à notre formation et ce depuis le tronc commun jusqu'à la dernière année de graduation.

Enfin, je remercie les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce modeste travail.

« Ce qui « manque » constitue une des lacunes de la science contemporaine. Il importe de ne pas compenser ce qui manque par des explications magiques ou miraculeuses. La réalité est infiniment plus intéressante. C'est quand on pense détenir la recette de la réalité qu'elle nous échappe ».

D'après Hubert Reeves.

الهدف من هذا العمل هو دراسة درجة استقرار منحدرات محجرة مفتاح الواقعة بولاية البليدة بعد الأرضي الانهيار الذي حدث يوم 11 ديسمبر 2010. لتنفيذ هذه الدراسة تم استخدام المبرمج الذي يتكيف مع هذا النوع من الحوادث المألوفة في المنحدرات الأرضية. اعتمادا على هذا الأخير تم الحصول على نموذج إيداع الحجر الكلسي المتواجد بمفتاح باستخدام الخصائص الفيزيائية والميكانيكية لهذا الكلس والخريطة الطبوغرافية للمحجرة. مواد الكلس المودعة فوق الطين اعتبرت كمواد كولوم. بعد الحصول على هذا النموذج ، تم حساب معامل الأمن في حالة ثنائي الأبعاد وثلاثي الأبعاد باستخدام الطريقتين ببشوب المبسطة و جانبو باعتبار أن الانزلاق الواقع ذو شكل بيضوي. نتائج حساب معامل الأمن تسمح باستنتاج أن الانهيار الواقع يعد من درجة كبيرة وهذا ما تؤكده الحجم الهائلة (ملايين م³) من الكلس المتراكمة على الموقع و التي هي ناتجة عن انزلاق مواد الكلس من جميع مستويات محجرة مفتاح.

الكلمات المفتاحية: محجرة الكلس بمفتاح, الكلس, الطين, اختبار كولوم, طريقة ببشوب المبسطة, طريقة جانبو, معامل الأمن, استقرارا لمنحدرات.

Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité des talus de la carrière de Meftah (wilaya de Blida) suite au glissement de terrain qui s'est produit le 11 décembre 2010. Pour se faire, il a été utilisé un logiciel de calcul de stabilité bien adapté aux problèmes de glissement, pour comprendre le mécanisme de rupture. A l'aide de ce dernier il a été construit un modèle du gisement de calcaire de Meftah en se servant des caractéristiques physico-mécaniques des terrains constitutifs ainsi que du plan topographique de la carrière. Les matériaux calcaires ainsi que le substratum argilo gréseux sur lequel ils reposent, ont été considérés comme étant des matériaux de Coulomb (enveloppe de rupture par cisaillement de type linéaire).

Une série de calculs bidimensionnels et tridimensionnels du facteur de sécurité a été menée en utilisant la méthode de Bishop simplifiée et celle de Janbu. En considérant que le type de glissement est de forme ellipsoïdale, les résultats du calcul de ce coefficient mènent à dire qu'avec une rupture de type circulaire, celle-ci est de très grande ampleur (glissement profond). Cela est confirmé sur le site par les volumes mobilisés (des millions de m³) après cette rupture qui a touché tout les gradins de la carrière de Meftah jusqu'à la plateforme inférieure (finale) de cette dernière.

Mots Clefs : Carrière de Meftah, Calcaire, Argile, Critère de Coulomb, Méthode de Bishop simplifiée, Méthode de Janbu, Facteur de sécurité, Stabilité des talus.

Abstract

The objective of this work is to study the slope stability of the quarry of Meftah (Blida) after the landslide occurring in December 11 - 2010. To perform this study, it was used a software strongly helpful of slope failure problems. With it, we built a limestone deposit model of Meftah using the physical and mechanical characteristics of constitutive lands and topographic map of the quarry. The calcareous materials and mudstone where they are laying above were considered as Coulomb materials (shear strength envelopes are assumed linear). A series of two and three-dimensional calculation of the safety factor was done using the simplified Bishop's and the Janbu's methods. Considering the slip surface type is ellipsoidal, the results of safety factor calculation lead to say with a circular failure, the sliding is very large (deep sliding). It's confirmed by mobilized volumes of the site (millions of m³) after this failure that affected all slopes until the final platform of Meftah's quarry.

Key words: Meftah's quarry, limestone, mudstone, Coulomb's criteria, Simplified Bishop's method, Janbu's Method, Factor of Safety, Slope Stability.

SOMMAIRE

Introduction générale..... 14

CHAPITRE I : Les propriétés physico-mécaniques des roches.

1- Introduction..... 17

2- Les propriétés physiques des roches 17

 2.1. La porosité..... 17

 2.2. La masse volumique 18

 2.3. La teneur en eau..... 18

 2.4. Le degré de saturation..... 18

 2.5. La dureté..... 19

 2.6. Le degré de fissuration des roches 19

 2.7. Module d'Young 20

 2.8. Vitesse de propagation du son à travers les roches 21

 2.9. L'abrasivité..... 22

 2.10. L'altérabilité 23

3- Les propriétés mécaniques des roches..... 23

 3.1. Définition de la rupture..... 23

 3.2. Critère de Mohr Coulomb..... 23

 3.3. Critère de Hoek et Brown 24

 3.4. La cohésion et l'angle de frottement interne 28

 3.5. La résistance à la compression..... 29

 3.6. La résistance à la traction 30

 3.6.1. Traction directe..... 30

 3.6.2. Traction indirecte..... 31

 3.7. La résistance au cisaillement 32

 3.7.1. Cisaillement direct 32

 3.7.2. Cisaillement simple 33

 3.7.3. Cisaillement triaxial..... 34

 3.7.3.1. Essai consolidé drainé (CD)..... 35

 3.7.3.2. Essai consolidé non-drainé (CU) 36

 3.7.3.3. Essai non-consolidé non-drainé (UU)..... 37

 3.8. La résistance à la fragmentation 37

 3.9. La résistance à l'usure 38

4- conclusion 39

SOMMAIRE

CHAPITRE II : L'instabilité des talus.

1- Introduction.....	41
2- Position du problème.....	41
3- Angle général du talus.....	42
4- Classification des mouvements de terrain	43
4.1. Les glissements.....	43
4.1.1. Rupture plane.....	43
4.1.2. Rupture circulaire ou rotationnelle.....	44
4.1.2.1. Glissement rotationnel simple.....	44
4.1.2.2. Glissement rotationnel complexe	46
4.1.3. Rupture en dièdre.....	46
4.1.4. Rupture par basculement.....	47
4.2. Les coulées	48
4.3. Les écroulements	49
4.4. Le fluage.....	49
5- Méthode de calcul de la stabilité des talus.....	51
5.1. Définition du coefficient de sécurité.....	51
5.2. Méthodes de calcul de la stabilité	52
5.2.1. Méthode géométrique	52
5.2.1.1. Principe	52
5.2.1.2. Construction théorique.....	53
5.2.1.3. Utilisation du canevas de schmidt.....	53
5.2.1.4. Détermination du plan de la rupture.....	54
5.2.2. Méthode des tranches	55
5.2.2.1. Méthode de FELLENIUS	56
5.2.2.2. Méthode de Bishop simplifiée	57
5.2.2.3. Méthode de Janbu	58
5.3. Principaux Facteurs influençant la stabilité des talus.....	60
5.3.1. La hauteur du gradin.....	60
5.3.2. La nature des terrains.....	60
5.3.3. L'eau souterraine	60
5.3.4. Les phases et les méthodes d'exploitation	60
5.3.5. La géométrie.....	60
6- Conclusion	61

SOMMAIRE

CHAPITRE III : Conditions géologiques et minières de la carrière de Meftah.

1- Introduction.....	63
2- Présentation de la société.....	63
2.1. Historique de la société.....	63
2.2. Capacité de production.....	63
2.3. Organigramme de l'usine.....	64
3- Fabrication du ciment.....	65
3.1. Etapes du procédé de fabrication du ciment.....	65
4- Le gisement de calcaire.....	66
4.1. Situation géographique.....	66
4.2. Géologie régionale de Meftah.....	67
4.3. Condition climatiques.....	71
4.4. La lithostratigraphie du gisement.....	71
4.5. Conditions hydrogéologiques.....	72
4.6. L'âge du gisement.....	73
4.7. Géologie du gisement de calcaire.....	73
4.8. Les réserves géologiques.....	73
4.9. Les réserves exploitables.....	75
4.10. Les facteurs géologiques affectant l'exploitation.....	76
4.10.1. Configuration du dépôt.....	76
4.10.2. Mort terrain et végétation.....	76
4.10.3. Perméabilité et fissuration.....	76
5- Exploitation du gisement de calcaire.....	76
5.1. La durée de vie de la carrière.....	76
5.2. Méthode d'exploitation.....	77
5.2.1. Eléments du système d'exploitation.....	77
6- Chargement.....	83
7- Transport.....	83
8- Préparation mécanique.....	84
9- Production.....	84
10- Organisation.....	85
11- Conclusion.....	86

SOMMAIRE

CHAPITRE IV : Etude de stabilité des talus de la carrière de Meftah.

1- Introduction.....	88
2- Détermination des propriétés physiques du calcaire de Meftah.....	88
2.1. Le poids volumique à l'état sec	88
2.2. Le poids volumique humide	88
2.3. L'indice d'altération	89
2.4. La porosité.....	90
2.5. La célérité des ondes acoustiques	90
2.6. L'indice de continuité.....	91
2.7. L'indice de discontinuité du massif rocheux.....	91
3- Détermination des propriétés mécaniques du calcaire de Meftah.....	92
3.1. Résistance à la compression	92
3.2. La cohésion et l'angle de frottement interne.....	93
4- Détermination des caractéristiques de l'argile de Meftah.....	95
5- Calcul de la stabilité des talus de la carrière de Meftah.....	95
5.1. Calcul bidimensionnel	99
5.2. Calcul tridimensionnel.....	101
5.3. Interprétation des résultats	102
6- Conclusion	104
Conclusion générale	106
Références bibliographiques	108

Liste des figures

Figure I.1- Diagramme contrainte-déformation

Figure I.2- Abrasimètre LCPC : palette métallique (après essai) et pot de granulats.

Figure I.3- Rupture d'un sol.

Figure I.4- Les contraintes provoquant la rupture.

Figure I.5- Représentation de la droite de Mohr-Coulomb.

Figure I.6- Ajustement du critère linéaire de Mohr-Coulomb au critère non-linéaire de Hoek-Brown, d'après Hoek et Brown (1997).

Figure I.7- Courbe représentative de τ en fonction de σ_n

Figure I.8- Dispositif expérimental.

Figure I.9- Schéma de la compression uniaxiale.

Figure I.10- Essai de traction directe.

Figure I.11- Dispositif expérimental (essai Brésilien).

Figure I.12- Schéma de la traction indirecte.

Figure I.13- Cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

Figure I.14- Principe du cisaillement direct.

Figure I.15- Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

Figure I.16- Principe du cisaillement simple.

Figure I.17- Principe de l'essai Triaxial.

Figure I.18- Appareil Triaxial.

Figure I.19- Drainage d'un échantillon.

Figure I.20- Essai triaxial consolidé-drainé.

Figure I.21- Essai triaxial consolidé – non drainé.

Figure I.22- Essai triaxial non consolidé - non drainé.

Figure I.23- Principe de l'essai Los Angeles.

Figure I.24- Machine Los Angeles (le diamètre du tambour est d'environ 71 cm).

Liste des figures

Figure I.25- Principe de l'essai MDE.

Figure I.26- Appareil Micro Deval.

Figure I.27- Tambour avec billes en acier.

Figure II.1- Définition d'un talus minier.

Figure II.2- Angle général d'un talus.

Figure II.3- Influence de l'angle général sur le volume de stérile extrait.

Figure II.4- Rupture plane.

Figure II.5- Exemple de rupture plane dans une carrière à ciel ouvert de gypse par glissement de bancs le long d'une stratification défavorable (Mazan).

Figure II.6- Rupture rotationnelle simple.

Figure II.7- Rupture rotationnelle avec profil initial.

Figure II.8- Exemples de rupture circulaire.

Figure II.9- Glissements successifs emboîtés.

Figure II.10- Rupture d'un dièdre (les fissures naturelles sont hachurées).

Figure II.11- Exemples de rupture de dièdres.

Figure II.12- Rupture par basculement (1).

Figure II.13- Rupture par basculement (2).

Figure II.14- Coulée de boue.

Figure II.15- L'écroulement.

Figure II.16- Le fluage.

Figure II.17- Surface de rupture.

Figure II.18- Projection stéréographique.

Figure II.19- Représentation stéréographique sur le canevas de Schmidt.

Figure II.20- Projection stéréographique d'une faille inverse.

Figure II.21- Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.

Figure II.22- Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.

Figure II.23- Forces considérées dans la méthode de Janbu.

Liste des figures

- Figure II.24-** Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur de la surface de rupture.
- Figure III.1-** Dosage du cru (clinker).
- Figure III.2-** Dosage du ciment.
- Figure III.3-** Carte géographique montrant la localisation de la région de MEFTAH.
- Figure III.4-** Carte géologique détaillée des régions calcaires de Meftah.
- Figure III.5-** Carte géologique générale des régions calcaires de Meftah.
- Figure III.6-** Quantités de pluies journalières (en mm) recueillies à la station météorologique d'Alger-Dar El Beida (décembre 2010).
- Figure III.7-** Plan et coupe de la lentille de calcaire d'après le rapport WATTS GRIFFIS.
- Figure III.8-** Plan d'exploitation de la carrière de Meftah.
- Figure III.9-** Eléments du système d'exploitation.
- Figure III.10-** Schéma du plan de tir.
- Figure IV.1-** Enveloppe de rupture par cisaillement selon le critère de Hoek et Brown.
- Figure IV.2-** limite amont du glissement (en crête de la carrière de Meftah).
- Figure IV.3-** limite aval du glissement (dans la plateforme finale de la carrière de Meftah).
- Figure IV.4-** Loupe de glissement rotationnel en crête de la carrière de Meftah.
- Figure IV.5-** Plan topographique de la carrière de Meftah.
- Figure IV.6-** Modèle en **2D** du gisement de calcaire de Meftah (coupe centrale selon l'axe de glissement NO-SE).
- Figure IV.7-** Calcul du coefficient de sécurité en 2D avec la méthode de Bishop simplifiée.
- Figure IV.8-** Calcul du coefficient de sécurité en 2D avec la méthode de Janbu.
- Figure IV.9-** Modèle **3D** du gisement (extension de la coupe longitudinale de 400m).
- Figure IV.10-** Calcul du coefficient de sécurité en 3D avec la méthode de Bishop simplifiée.
- Figure IV.11-** Calcul du coefficient de sécurité en 3D avec la méthode de Janbu.
- Figure IV.12-** Calcul du coefficient de sécurité en 3D avec la méthode de Janbu simplifiée.

Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Echelle de dureté de Mohs.

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

Tableau I.3 : Durée de vie (mesurée en mètre foré) d'un taillant de forage en fonction de l'abrasivité des roches.

Tableau I.4 : Critères de comportement des massifs rocheux (d'après Hoek and Brown).

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

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

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

Tableau II.2 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité.

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

Tableau III.1 : Réserves géologiques du calcaire dans les régions 1, 6, 8.

Tableau III.2 : Les réserves exploitées annuellement depuis le démarrage de la carrière.

Tableau III.3 : Les engins de foration de la carrière de Meftah.

Tableau III.4 : Caractéristiques des explosifs utilisés à Meftah.

Tableau III.5 : Les engins de chargement de la carrière de Meftah.

Tableau III.6 : Les engins de Transport de la carrière de Meftah.

Tableau III.7 : Les caractéristiques des concasseurs FCB et KHD de la carrière de Meftah.

Tableau III.8 : Ouvrabilité de la carrière de Meftah.

Tableau III.9 : Diagramme d'organisation du travail pour une journée de travail avec minage.

Tableau III.10 : Diagramme d'organisation du travail pour une journée de travail sans minage.

Tableau IV.1 : Valeurs typiques du poids volumique et des caractéristiques mécaniques de certains types de roches (d'après Hoek and Bray 1981).

Liste des Tableaux

Tableau IV.2 : Intervalles de porosité de plusieurs roches communes (d'après Farmer, E ; 1968 ; In Winkler, E.M ; 1994).

Tableau IV.3 : Valeurs moyennes de la résistance à la compression des 3 couches de calcaire de Meftah.

Tableau IV.4 : Cohésion et angle de frottement interne de chaque couche de calcaire de Meftah.

Tableau IV.5 : Caractéristiques nécessaires pour la construction du modèle du gisement de Meftah.

Tableau IV.6 : Résultats de calcul du facteur de sécurité selon les deux méthodes utilisées.

Liste des symboles

Lettres Grecques :

ρ_s : la masse volumique des grains solides.

ρ_h : la masse volumique naturelle.

ρ_d : la masse volumique sèche.

ρ_{sat} : la masse volumique saturée.

γ_s : le poids volumique des grains solides.

γ_h : le poids volumique naturel.

γ_d : le poids volumique sec.

γ_{sat} : le poids volumique saturé.

τ : la résistance au cisaillement.

σ_N : la contrainte normale.

ϕ : l'angle de frottement interne du sol.

σ' : la contrainte effective,

α_g : l'angle général du gradin.

α_T : l'angle général du talus.

Liste des symboles

Lettres Latines :

V_t : le volume total.

V_v : le volume des vides.

V_w : volume de l'eau.

P : la porosité.

M_s : la masse du matériau sec.

V_s : le volume des grains solides.

M_h : la masse naturelle.

M_{Sat} : la masse saturée.

M_T : la masse totale.

M_s : la masse sèche des grains solides.

M_w : la masse d'eau.

W : la teneur en eau.

ID : l'indice de discontinuité du massif rocheux.

E : module de Young.

ABR : l'indice d'abrasivité du matériau ou bien du sol.

C : la cohésion du sol.

R_c : la résistance à la compression.

R_t : la résistance à la traction.

Sr : le degré de saturation.

u : la pression interstitielle de l'eau.

LA : le coefficient Los Angeles.

MDE : le coefficient Micro Deval.

h_g : la hauteur du gradin.

Fs : le coefficient de sécurité.

Liste des symboles

H_n : les efforts inter-tranches horizontaux.

V_n : les efforts inter-tranches verticaux.

Ltr : la profondeur du trou.

Ls : la sous foration.

L_B : la longueur du bloc L_B .

V_B : le volume des roches à abattre.

S_l : la surface latérale du bloc.

N_t : le nombre de trous.

E: l'espacement entre deux trous.

L_b : la longueur du bourrage.

L_{ch} : la longueur de la charge.

B : la banquette.

Td : le temps de déchargement.

Tcht : le temps de déchargement.

N : le nombre de Dumpers par chargeuse.

V_c : la vitesse du camion chargé.

T_c : la durée de parcours du dumper chargé.

T_v : la durée de parcours du dumper vide.

i : l'indice d'altération.

VL : la célérité des ondes acoustiques VL

I_c : l'indice de continuité.

INTRODUCTION GENERALE

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

On ne peut sous-estimer le rôle économique d'un problème de stabilité des talus. Un changement de l'angle des talus de 3 ou 4° conduit à une modification des volumes des travaux de découverte qui se chiffrent en millions de mètres cubes. Assez souvent, les angles des talus ont été pris à 5-8° de moins que les angles critiques [55]. En tenant compte que certaines mines en exploitation actuellement ont des bords mesurant quelques kilomètres, on se rend compte de l'importance économique fondamentale des estimations correctes des angles de talus.

D'autre part, des angles de talus trop élevés peuvent conduire à la déstabilisation des talus, au développement de glissements et d'éboulements sur les bords de la mine. Ces accidents causent beaucoup de dégâts matériels aux entreprises et gênent le cycle normal de l'exploitation, sans oublier qu'ils peuvent être dangereux pour la vie du personnel.

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

L'état d'altération des roches est sans doute un des facteurs principaux qui peut avoir une influence sur la stabilité des massifs rocheux. D'une part, l'existence d'un profil d'altération dans la partie supérieure du massif rocheux impose des conditions particulières pour le calcul de la stabilité des talus : il faut tenir compte de la profondeur du profil d'altération et de la dégradation des paramètres mécaniques et physiques des roches altérées. La fracturation est également un des paramètres clé de la stabilité des talus rocheux.

La présente étude se propose d'étudier la stabilité des talus de la carrière de calcaire du Meftah (Wilaya de Blida). Pour cela, le mémoire est organisé comme suit :

- ▶ Le premier chapitre consiste en une description des différents paramètres physiques et mécaniques des roches et leurs procédures de détermination en laboratoire.
- ▶ Le second chapitre permet d'aborder l'instabilité des talus dans son volet théorique ainsi que les différentes méthodes de calcul de stabilité.
- ▶ Le troisième chapitre est une description du contexte géologiques et des conditions minières de la carrière de Meftah, il permet d'aborder les différents paramètres d'exploitation du gisement de calcaire de Meftah depuis son extraction jusqu'à son expédition à la cimenterie de Meftah.

- ▶ Le quatrième chapitre traite l'étude de stabilité des talus de la carrière de Meftah après leur récente rupture qui a eu lieu le 11 décembre 2010 en se servant des données disponibles nécessaires à la réalisation de cette étude.

Chapitre I

LES PROPRIETES PHYSICO-MECANQUES DES ROCHES.

Résumé :

Le présent chapitre comporte deux parties et porte sur les propriétés physiques ainsi que les propriétés mécaniques des roches. Dans la première partie, Il présente, l'importance des propriétés physiques et leur détermination en laboratoire. La deuxième partie est consacrée à la définition et la détermination des paramètres mécaniques des roches en laboratoire. Il aborde aussi l'importance de la reconnaissance géotechnique à travers ces paramètres dans le cadre d'une étude de stabilité d'un massif.

1- Introduction :

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

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

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

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

2- Les propriétés physiques des roches :

2.1. 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 se donne par la formule suivante :

$$p = \frac{V_v}{V_t} \times 100$$

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

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

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

2.2. 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.

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} ; \quad \rho_d = \frac{M_s}{V_t} ; \quad \rho_h = \frac{M_h}{V_t} ; \quad \rho_{\text{sat}} = \frac{M_{\text{Sat}}}{V_t}$$

Avec : - M_s la masse du matériau sec ; g.

- V_s le volume des grains après broyage ; cm^3

- V_t le volume de l'échantillon ; cm^3

- M_h la masse naturelle ; g.

- M_{Sat} la masse de l'échantillon saturée ; g.

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

2.3. La teneur en eau :

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

$$W = \frac{M_w}{M_s} = \frac{M_T - M_s}{M_s}$$

Où : M_w est la masse d'eau.

M_T est la masse totale de l'échantillon.

M_s est la masse sèche des grains solides.

2.4. Le degré de saturation :

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

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

V_w : volume de l'eau dans l'échantillon, cm^3

V_v : volume des vides, cm^3

2.5. 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 [19].

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** :

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

Tableau I.1 : Echelle de dureté de Mohs.

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

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

Cette mesure de la dureté est essentiellement réservée aux pierres calcaires. La détermination de la largeur d'une rayure fournit pour chaque matériau une valeur chiffrée de la dureté. Ceci présente l'avantage de pouvoir mettre en relation les valeurs de dureté avec celles se rapportant à des caractéristiques physiques et mécaniques [18].

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.

2.6. Le degré de fissuration des roches :

Les fissures ou les discontinuités sont la clef du comportement des roches et des massifs rocheux. On peut les définir comme des vides plats dont le rapport de l'épaisseur à la longueur est de l'ordre de 10^{-3} . Sous l'effet des charges, ces fissures se referment progressivement, donc avec un changement de géométrie et, comme pour les sols, avec une non-linéarité entre efforts et déformations, du moins tant que les fissures ne sont pas complètement fermées, ce qui se produit à des pressions variables selon les roches et leur état de fissuration, mais qui peut être de l'ordre de 25 à 50 MPa pour un calcaire (soit la pression géostatique correspondant à une profondeur de 1 000 à 2 000 m) [65].

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 :

$$ID = \frac{L}{n}$$

L : longueur de la partie étudiée du massif (en m).

n : nombre de fissures sur la partie mesurée.

Le tableau I-2 donne une classification des roches en fonction des valeurs de ID.

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

Tableau I.2 : Classification des discontinuités en fonction de ID (d'après B.R.G.M. - Guide de prospection des matériaux de carrière) [53].

2.7. Module de Young:

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

La loi d'élasticité est la loi de Hooke: $\sigma = E\varepsilon$.

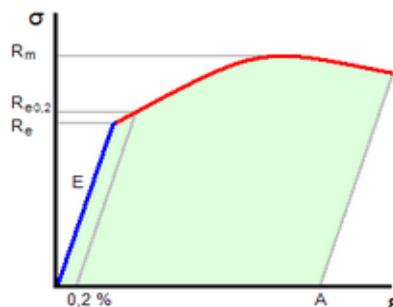


Figure I.1- Diagramme contrainte-déformation.

Où :

- σ est la contrainte (en unité de pression).
- E est le **module de Young** (en unité de pression).
- ε est l'allongement relatif, ou déformation (adimensionnel).

Le module de Young est la contrainte mécanique qui engendrerait un allongement de 100 % de la longueur initiale d'un matériau (il doublerait donc de longueur), si l'on pouvait l'appliquer réellement : dans les faits, le matériau se déforme de façon permanente, ou se rompt, bien avant que cette valeur soit atteinte [61].

Pour mesurer le module d'Young, on peut mesurer la vitesse du son dans le matériau qui nous intéresse, et en déduire le module de Young sachant qu'on a l'expression suivante :

$$V_{\text{son}} \propto \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

Cependant, cette loi est approchée : la vitesse du son dépend aussi du coefficient de Poisson.

Le module de Young augmente avec la vitesse de déformation.

2.8. Vitesse de propagation du son à travers les roches :

Le principe de cette méthode consiste à mesurer le temps de passage, à travers un échantillon du matériau étudié, d'une impulsion recueillie à une distance connue de la source émettrice. La vitesse du son à travers une pierre est déterminée notamment par la nature et l'état du matériau étudié : porosité, taux d'humidité, nature des particules qui le constituent, microfissures, ...etc. [22].

Cette caractéristique doit plutôt être considérée comme une méthode de caractérisation simple, non destructive et relativement précise permettant d'identifier rapidement les matériaux, afin d'en déterminer l'homogénéité et de détecter des différences de qualité.

La vitesse V de propagation du son dans l'éprouvette est obtenue en calculant le rapport entre la longueur L du trajet et le temps t mis par l'impulsion à la parcourir:

$$V = L / t$$

Pour des éprouvettes de petites dimensions (cubes de 50 à 70 mm d'arête), la mesure se fait comme décrit ci-après. L'émetteur, constitué par un cristal de quartz soumis à une impulsion électrique d'environ 1000V, est placé sur une des faces de l'éprouvette, préalablement séchée à masse constante. A la face opposée de l'éprouvette se trouve le capteur qui détecte l'arrivée de l'impulsion. Connaissant le point d'origine de la mesure (émetteur et capteur accolés l'un à l'autre), il est aisé de déterminer le retard en microsecondes mis par le signal pour effectuer le trajet à travers l'éprouvette d'essai [22].

La vitesse de propagation du son à travers les pierres varie approximativement comme suit :

- marbres : 3800 - 6200 m/s
- calcaires : 2400 - 6200 m/s
- grès : 1200 - 5600 m/s
- granites : 4000 - 7000 m/s
- travertins : 2200 - 4800 m/s

2.9. 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 (cf. tableau I.3), 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).

Taillant de forage	Longueur forée (m)	
	Roche abrasive	Roche peu abrasive
Taillant fileté à picots ≥ 64 mm ou taillant fond de trou à picots.....	400 à 1 000	1 200 à 2 500
Taillant fileté à plaquettes	200 à 400	800 à 1 000
Fleuret monobloc	150 à 200	600 à 800

Tableau I.3 : Durée de vie (mesurée en métrage foré) d'un taillant de forage en fonction de l'abrasivité des roches [20].

Pour estimer l'abrasivité d'un matériau, on peut utiliser l'abrasimètre LCPC, constitué d'un pot métallique que l'on remplit de granulats 4/6,3 mm, et dans lequel tourne à grande vitesse une palette métallique (figure I.2). La perte de poids subie par la palette après 5 min de rotation, exprimée en mg d'acier, est divisée par la masse en kg de granulats traités : on obtient ainsi l'indice A_{BR} de la roche.

On estime en général que des valeurs supérieures à 1 500 peuvent conduire à de fortes usures d'outils.



Figure I.2- Abrasimètre LCPC : palette métallique (après essai) et pot de granulats.

2.10. L'altérabilité :

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

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

3- Les propriétés mécaniques des roches :

3.1. Définition de la rupture :

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

La contrainte appliquée qui peut causer la rupture doit être déterminée et elle est située sur un plan critique donné → Cercle de Mohr [19].

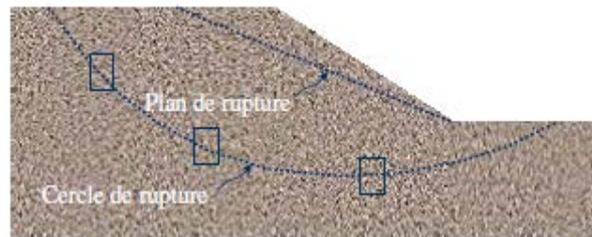


Figure I.3- Rupture d'un sol.

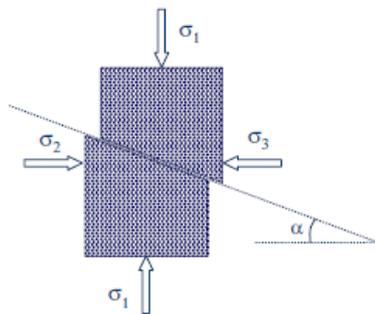


Figure I.4- Les contraintes provoquant la rupture.

3.2. 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 [28].

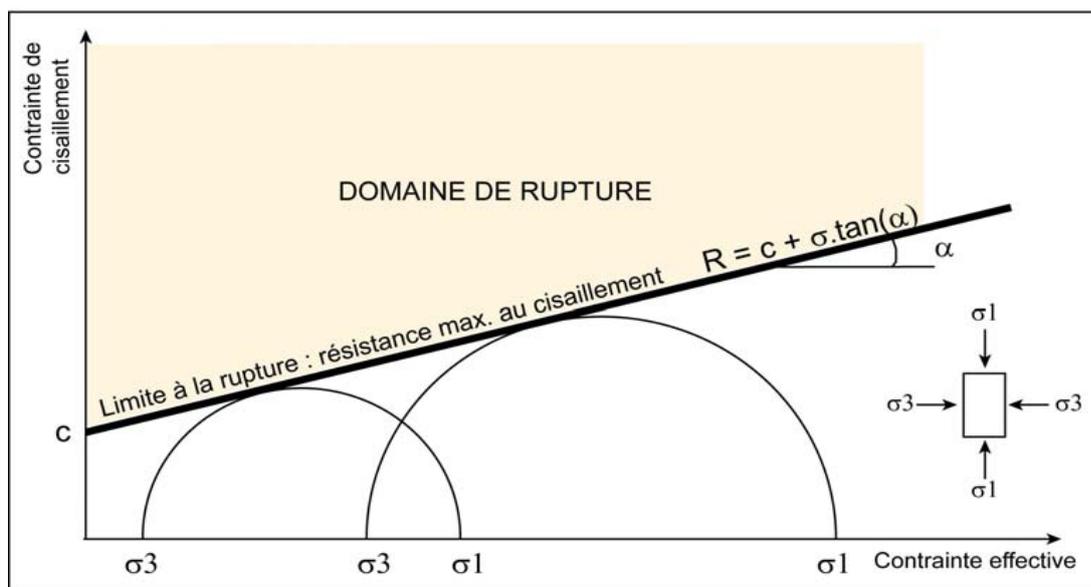


Figure I.5- Représentation de la droite de Mohr-Coulomb.

3.3. 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 [47].

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 [31].

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.

$$\tau = A \cdot R_c \left(\frac{\sigma_N}{R_c} - T \right)^B$$

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.

T 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 :

$$T = \frac{1}{2}(m - \sqrt{m^2 - 4s})$$

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 (cf. Tableau I.4). A partir de là on peut alors raisonner sur un massif rocheux équivalent comme on le ferait sur un sol homogène.

La qualité de la masse rocheuse	roches carbonatées avec le clivage de cristaux bien développés (dolomie, calcaire, marbre).	roches argileuses lithifiées, schiste argileux clivage normal.	roches sableuses avec cristaux solides et peu développées de clivage de cristal (grès et de quartzite).	roches ignées cristalline à grains fins polyminérales (andésite, dolérite, diabase et rhyolite).	Roches cristallines ignées et métamorphiques à grains grossiers polyminérales (amphibolite, gabbro, gneiss, granite et quartzdiorite).
Echantillon intact de roche de taille spécimen de laboratoire sans fissures. Taux CSIR 100, Taux NGI500.	m = 7.0 s = 1.0 A = 0.816 B = 0.658 T = - 0.140	m = 10.0 s = 1.0 A = 0.918 B = 0.677 T = - 0.099	m = 15.0 s = 1.0 A = 1.044 B = 0.692 T = - 0.067	m = 17.0 s = 1.0 A = 1.086 B = 0.696 T = - 0.059	m = 25.0 s = 1.0 A = 1.220 B = 0.705 T = - 0.040

Chapitre I : Les propriétés physico-mécaniques des roches

Masse rocheuse de très bonne qualité d'une roche intacte non altérée avec des fissures de 3m. Taux CSIR 85, Taux NGI 100.	m = 3.5 s = 0.1 A = 0.651 B = 0.679 T = - 0.028	m = 5.0 s = 0.1 A = 0.739 B = 0.692 T = - 0.020	m = 7.5 s = 0.1 A = 0.848 B = 0.702 T = - 0.013	m = 8.5 s = 0.1 A = 0.883 B = 0.705 T = - 0.012	m = 12.5 s = 0.1 A = 0.998 B = 0.712 T = - 0.008
Masse rocheuse de bonne qualité fraîche d'une roche légèrement altérée, légèrement fissurés de 1 à 3m. Taux CSIR 65, Taux NGI 10.	m = 0.7 s = 0.004 A = 0.369 B = 0.669 T = - 0.006	m = 1.0 s = 0.004 A = 0.427 B = 0.683 T = - 0.004	m = 1.5 s = 0.004 A = 0.501 B = 0.695 T = - 0.003	m = 1.7 s = 0.004 A = 0.525 B = 0.698 T = - 0.002	m = 2.5 s = 0.004 A = 0.603 B = 0.707 T = - 0.002
Masse rocheuse de qualité moyenne d'une roche moyennement altérée avec des fissures espacées de 0.3 à 1 m. Taux CSIR 44, Taux NGI 1,0.	m = 0.14 s = 0.0001 A = 0.198 B = 0.662 T = - 0.0007	m = 0.20 s = 0.0001 A = 0.234 B = 0.675 T = - 0.0005	m = 0.30 s = 0.0001 A = 0.280 B = 0.688 T = - 0.0003	m = 0.34 s = 0.0001 A = 0.295 B = 0.691 T = - 0.0003	m = 0.50 s = 0.0001 A = 0.346 B = 0.700 T = - 0.0002
Masse rocheuse altérée de mauvaise qualité avec des fissures de 30 à 500mm et des rainures de stérile propre. Taux CSIR 23, Taux NGI 0.1.	m = 0.04 s = 0.00001 A = 0.115 B = 0.646 T = - 0.0002	m = 0.05 s = 0.00001 A = 0.129 B = 0.655 T = - 0.0002	m = 0.08 s = 0.00001 A = 0.162 B = 0.672 T = - 0.0001	m = 0.09 s = 0.00001 A = 0.172 B = 0.676 T = - 0.0001	m = 0.13 s = 0.00001 A = 0.203 B = 0.686 T = - 0.0001

Masse rocheuse fortement altérée de très mauvaise qualité avec de nombreux fissures espacées de moins de 50mm et présence des impuretés sous forme de particules fines de stérile. Taux CSIR 3, Taux NGI 0,01.	m = 0.007 s = 0 A = 0.42 B = 0.534 T = 0	m = 0.010 s = 0 A = 0.050 B = 0.539 T = 0	m = 0.015 s = 0 A = 0.061 B = 0.546 T = 0	m = 0.017 s = 0 A = 0.065 B = 0.548 T = 0	m = 0.025 s = 0 A = 0.078 B = 0.556 T = 0
--	--	---	---	---	---

Tableau I.4 : Critères de comportement des massifs rocheux (d'après Hoek et Brown) [31].

(Les valeurs en gras sont les valeurs qui seront utilisés dans le chapitre IV pour la réalisation de nos calculs).

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 [31].

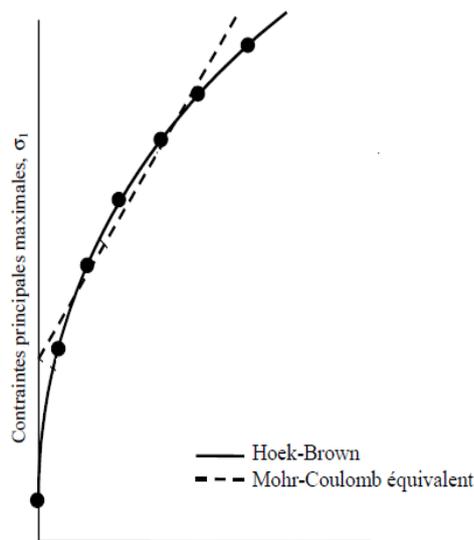


Figure I.6- Ajustement du critère linéaire de Mohr-Coulomb au critère non-linéaire de Hoek-Brown, d'après Hoek et Brown (1997) [44].

3.4. La cohésion et l'angle du 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 [38].

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, (figure I-7) 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 [41].

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 [43].

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

La courbe représentative de (τ) en fonction de (σ_n) est donnée sur la figure I-7. A partir de cette courbe on peut déterminer graphiquement la cohésion et l'angle de frottement interne de l'échantillon (C et Φ).

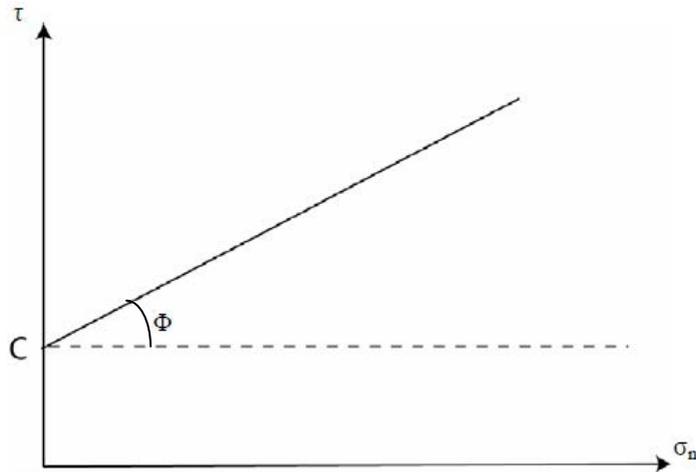


Figure I.7- Courbe représentative de τ en fonction de σ_n .

3.5. 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 [43].

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

$$R_c = F/S \text{ [en kgf/cm}^2\text{]}$$

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.8- Dispositif expérimental

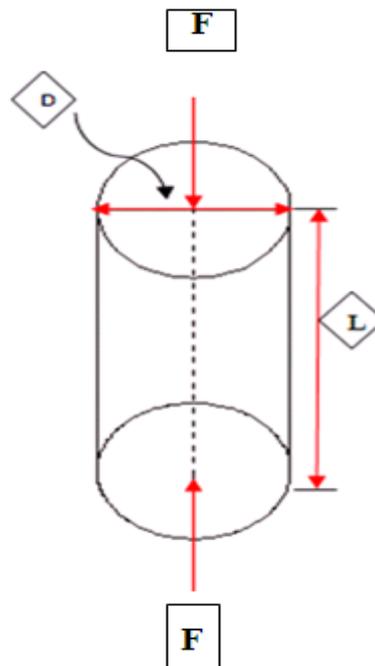


Figure I.9- Schéma de la Compression uniaxiale.

Le tableau I-5 donne une classification des roches en fonction de leur résistance à la compression proposée par la société internationale de mécanique des roches [43].

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

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

3.6. La résistance à la traction :

3.6.1- 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 [43].

$$R_t = \frac{P_{\max}}{A_0} ; \text{Kgf/cm}^2$$

P_{\max} = valeur finale atteinte par l'effort appliqué.

A_0 = surface transversale.

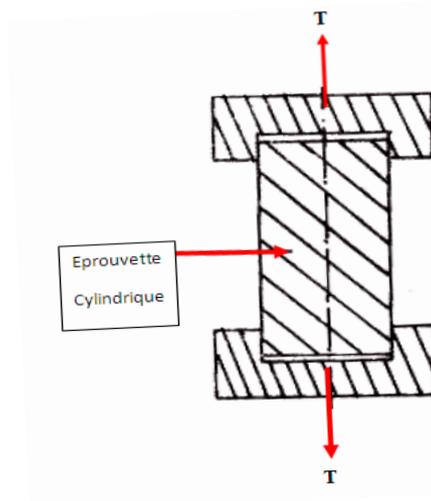


Figure I.10- Essai de traction directe.

3.6.2- Traction indirecte : L'essai de résistance à la traction indirecte, dit aussi essai brésilien, est réalisé en comprimant entre les plateaux de la presse une éprouvette cylindrique le long de deux génératrices opposées (figure I.11). La rupture est obtenue par traction au centre de l'éprouvette. On évite ainsi les difficultés de collage des têtes nécessaires dans les essais de traction directe. Si F est l'effort fourni par la presse au moment de la rupture, D le diamètre de l'éprouvette et L sa hauteur, la résistance à la traction indirecte est donnée par la formule suivante [43]:

$$R_t = \frac{2F_{\max}}{\pi DL} ; [\text{kgf/cm}^2]$$

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

D et L : dimensions de l'éprouvette cylindrique. (cf. figure I.12)

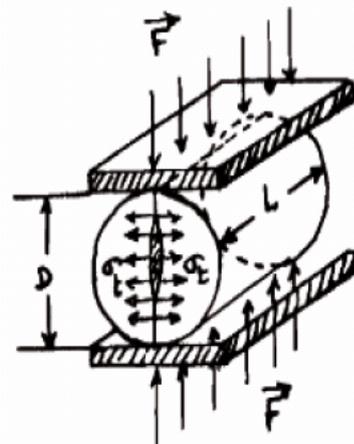


Figure I.11-Dispositif expérimental (Essai Brésilien) **Figure I.12-** Schéma de la Traction indirecte.

Le tableau I.6 donne une classification des roches en fonction de leur résistance à la traction proposée par la société internationale de mécanique des roches [43].

Roches	Faiblement résistantes	Moyennes	Résistantes	Très résistantes
R_t (MPa)	0.40	1.50	4.00	>20

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

3.7. 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 [68].

On distingue :

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

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

Ensuite, l'éprouvette est progressivement cisailée. La boîte de Casagrande comprend deux boîtes qui viennent coiffer l'éprouvette à tester en laissant libre une zone centrale de faible épaisseur.(cf. figure I.13) [68].

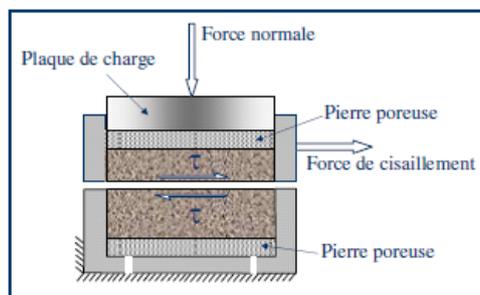


Figure I.13- Cisaillement direct à la boîte de Casagrande

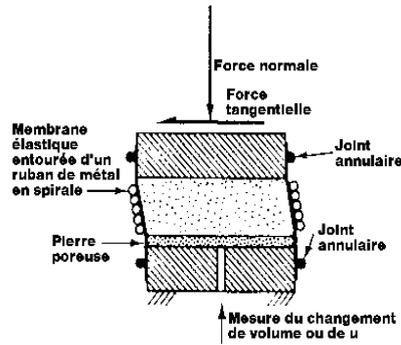


Figure I.14- Principe du Cisaillement direct.

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). (cf. figure I.14). L'avantage de cet essai consiste en sa rapidité et sa simplicité ainsi qu'il est peu coûteux [68].

L'appareillage ou le dispositif expérimental est illustré en figure I.15.

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.



Figure I.15- Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

Dans la boîte de cisaillement, la contrainte normale σ_n et la contrainte tangentielle τ ne sont connues que sur un seul plan. Il n'est donc pas possible en général de tracer un cercle de Mohr (on ne connaît pas σ_1 et σ_3 à cause de la rotation des contraintes). Toutefois, à la rupture, il est possible de tracer le cercle de Mohr. La perpendiculaire à l'enveloppe passant par τ , σ_n donne le centre du cercle : $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$.

3.7.2- 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. (cf. figure I.16).

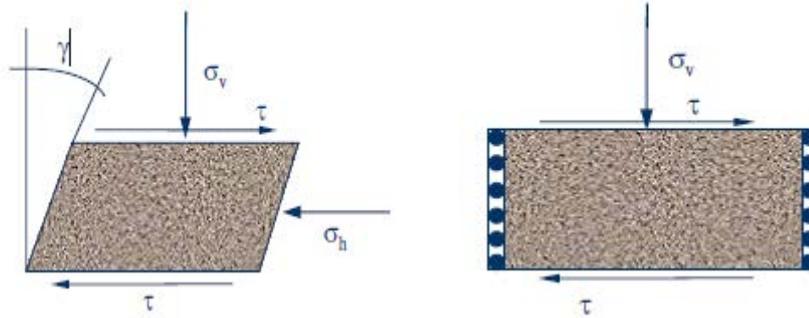


Figure I.16- Principe du cisaillement simple.

3.7.3- 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. (cf. figure I.18). Cet essai triaxial permet de contrôler les contraintes principales [69].

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. (cf. figure I.17).

Puisque aucune contrainte extérieure de cisaillement n'est appliquée, les contraintes horizontale et verticale sont des contraintes principales [69].

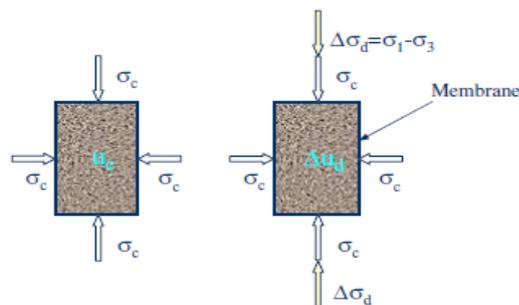


Figure I.17- Principe de l'essai Triaxial

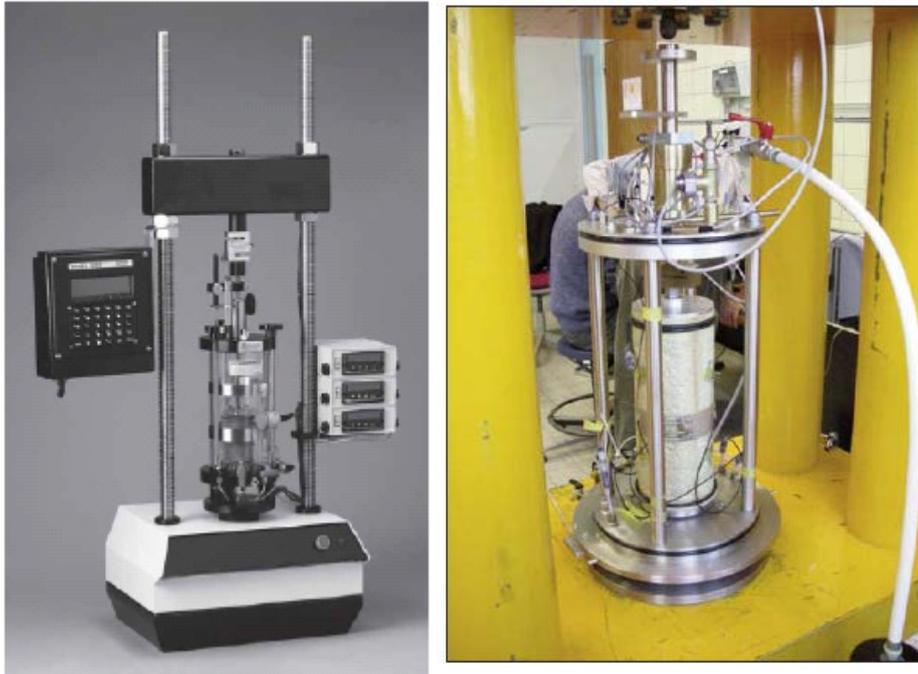


Figure I.18- Appareil Triaxial.

Les types d'essais de cisaillement triaxial sont au nombre de trois (3) [69].

3.7.3.1- Essai consolidé-drainé (CD): (cf. figure I.19 et I.20)

La valve de drainage est ouverte pendant la consolidation et pendant le cisaillement:

- σ_3 pression de confinement.
- $\Delta\sigma_d$ déviateur de pression.
- $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d =$ contrainte principale.

L'essai étant drainé \rightarrow la pression de l'eau est dissipée $\Delta u = 0$.

Deux phases pour le drainage:

1- Consolidation de l'échantillon :

Phase à laquelle l'échantillon est soumis à une pression de confinement, la valve de drainage étant ouverte.

- isotropique – pression cellulaire seulement.
- Anisotropique – consolidation jusqu'à σ'_{v0} .

2- Cisaillement de l'échantillon:

Phase à laquelle on applique ou on augmente un déviateur à l'échantillon qui induit un cisaillement pour amener jusqu'à la rupture.

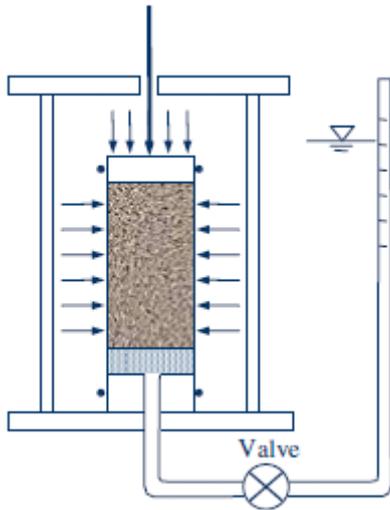


Figure I.19- Drainage d'un échantillon.

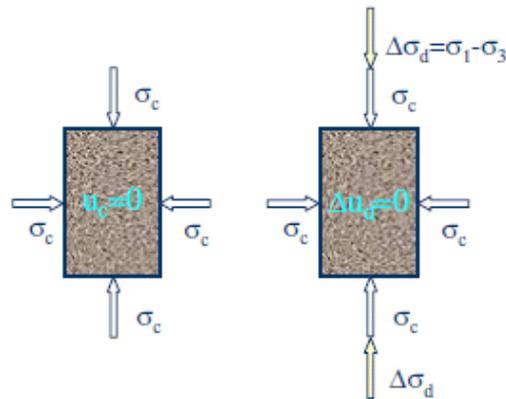


Figure I.20- Essai triaxial consolidé-drainé.

L'essai se fait très lentement pour qu'il n'y ait pas de pression interstitielle dans l'échantillon $u=0$ pendant le cisaillement \rightarrow Contrainte appliquée $\sigma' \rightarrow$ changement de volume ΔV .

3.7.3.2- Essai consolidé non-drainé (CU): (cf. figure I.21).

La valve de drainage est ouverte pendant la consolidation. Cette dernière est ensuite fermée et la contrainte déviatorique est appliquée sans permettre le drainage c'est-à-dire sans permettre un changement de teneur en eau (si $S_r = 100\%$).

- σ_3 pression de confinement.
- $\Delta\sigma_d$ déviateur de pression.
- $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d =$ contrainte principale.

L'essai étant non drainé \rightarrow la pression de l'eau n'est pas dissipée $\Delta u \neq 0$.

- Si $S_r = 100\%$, $\Delta V =$ constante.

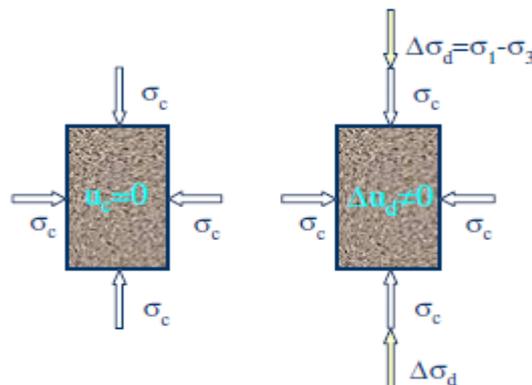


Figure I.21- Essai triaxial consolidé – non drainé.

La pression interstitielle induite pendant l'application du déviateur peut être mesurée. Au début de l'essai $\sigma_3 = \sigma_c$.

3.7.3.3- Essai non-consolidé non-drainé (UU): (cf. figure I.22).

La valve de drainage est toujours fermée. L'échantillon est soumis à une pression hydrostatique de confinement sans drainage et le déviateur est appliqué sans drainage (sans permettre aucun changement de teneur en eau - $S_r = 100\%$).

- σ_3 pression de confinement.
- $\Delta\sigma_d$ déviateur de pression.
- $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d =$ contrainte principale.

L'essai étant non drainé \rightarrow la pression de l'eau n'est pas dissipée pendant la consolidation et le cisaillement $\Delta u \neq 0$.

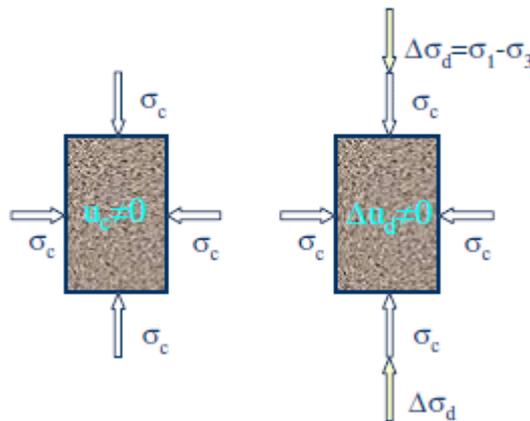


Figure I.22- Essai triaxial non consolidé - non drainé.

3.8. La résistance à la fragmentation :

La détermination de ce paramètre au laboratoire se fait à l'aide de l'essai Los Angeles qui évalue la résistance à la fragmentation par chocs. (cf. figure I.24).

Un échantillon de fraction 10/14mm et de masse sèche égale à 5000 g (M_0) est placé dans un tambour contenant 11 boulets d'acier (figure I-23). Au cours de l'essai, le tambour effectue 500 tours à une vitesse de rotation comprise entre 31 et 33 tours par minute.

La friction des granulats entre eux et des granulats contre les boulets et les parois du tambour provoque leur dégradation plus ou moins accrue [19].

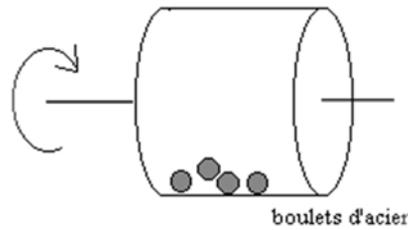


Figure I.23- Principe de l'essai Los Angeles.

Le coefficient Los Angeles (LA) est un pourcentage en masse du rapport des éléments passant au tamis de 1.6 mm séchés après lavage (M_1) et la masse sèche initiale des granulats intacts.

$$LA = 100 * (M_0 - M_1) / (M_0)$$

Avec: M_1 (g) masse du passant au tamis de 1,6 mm,
 M_0 (g) masse initiale de granulats.



Figure I.24- Machine Los Angeles (le diamètre du tambour est d'environ 71 cm).

3.9. La résistance à l'usure :

La détermination de cette résistance d'usure en laboratoire s'effectue grâce à l'essai Micro Deval (MDE) qui est destiné à appréhender cette dernière par attrition d'un granulat. (cf. figure I.26 et I.27).

Quatre échantillons identiques de fraction 10/14 mm, sont soumis à un cycle d'usure, en présence d'eau, par contact avec des billes d'acier à l'intérieur d'un cylindre en rotation. Le degré d'usure est apprécié par détermination de proportion d'éléments fins, inférieurs à 1.6 mm générés au cours de l'essai. (cf. figure I.25) [19].

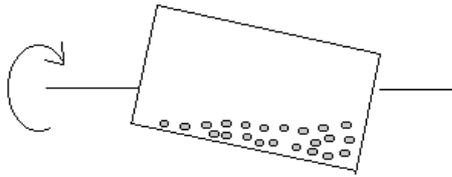


Figure I.25- Principe de l'essai MDE.



Figure I.26- Appareil Micro Deval.



Figure I.27- Tambour avec billes en acier.

Mode opératoire :

- Prise d'essai de 500 g lavée et séchée.
- Mise en place d'un tambour avec 5 kg de billes métalliques calibrées et 2.5 litres d'eau.
- Appliquer une rotation de 12000 tours au tambour à la vitesse de 100 tours/minute.
- Retirer alors la prise d'essai pour lavage au dessus d'un tamis de 1.6 mm.
- Peser le refus à ce tamis après séchage (M, exprimé en g).

$$\text{MDE} = (500 - M)/500$$

Le coefficient MDE est la moyenne de deux déterminations sachant qu'une détermination est équivalente à un essai sur 2 échantillons 10/14mm de même nature.

4- Conclusion :

Dans ce chapitre, il a été souligné l'importance des propriétés physiques et mécaniques des massifs 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

L'INSTABILITE DES TALUS.

Résumé :

Le présent chapitre a pour but de décrire le phénomène d'instabilité des talus et d'identifier les différents types de rupture. 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.

1- Introduction :

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 sont ou 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.

2- Position du problème :

Une fosse possède plusieurs talus qui ont des orientations différentes et qui souvent rencontrent des terrains pouvant avoir des caractéristiques géotechniques différentes. Son dimensionnement consiste donc à définir les angles de ces talus de manière à assurer la stabilité générale [3], [5].

Un talus minier est défini par les paramètres illustrés dans la figure II.1.

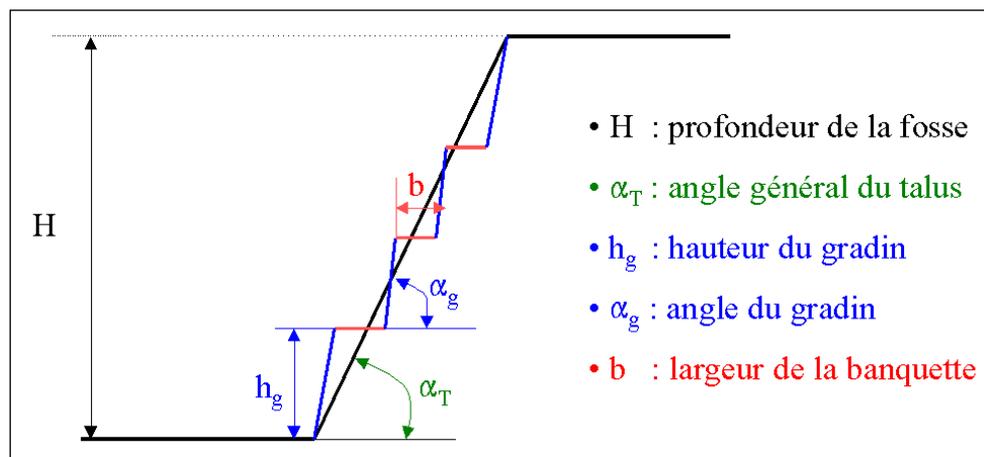


Figure II.1- Définition d'un talus minier.

Le dimensionnement d'un talus consiste tout d'abord à définir l'angle général α_T pour la profondeur ultime de la fosse H . Une fois cet angle défini, les autres paramètres du talus (gradins, banquettes, rampe d'accès) seront choisis de manière à respecter l'angle général.

Chapitre II : L'instabilité des talus

Un gradin est analysé comme un talus de faible hauteur. Son angle α_g est donc défini de la même façon qu'un talus. La hauteur du gradin h_g est déterminée en prenant en compte essentiellement des considérations techniques (équipements disponibles, critères de sélectivité, etc...).

Il est évident que pour un talus donné, il y a une relation géométrique entre la profondeur H , l'angle général α_T , la hauteur h_g , l'angle α_g et les largeurs des banquettes (avec éventuellement la rampe). La largeur des banquettes est généralement définie en dernier lieu. Elle doit permettre la circulation et le croisement des engins utilisés dans l'exploitation.

3- Angle général du talus : [4]

Ainsi, le problème fondamental dans la stabilité d'une exploitation à ciel ouvert se ramène au dimensionnement des angles des talus. Il est important d'insister sur le fait que l'angle général d'un talus doit être défini pour la profondeur ultime de la fosse (cf. figure II.2).

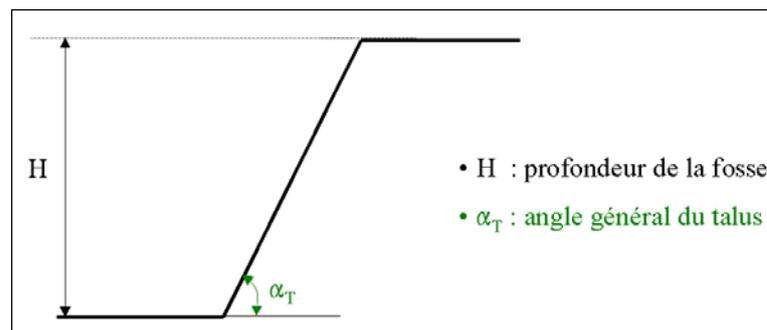


Figure II.2- Angle général d'un talus.

La profondeur maximale de la fosse est généralement définie selon des critères techniques et économiques (configuration du gisement, coût d'extraction à ciel ouvert par rapport au souterrain, taux de découverte, ...).

Une fois la profondeur ultime retenue, l'angle du talus doit être défini pour assurer la stabilité de l'exploitation. Par ailleurs, cet angle va conditionner largement le taux de découverte. On verrait ainsi une tendance chez le mineur à augmenter sensiblement cet angle pour réduire le tonnage du stérile extrait (Figure II.3).

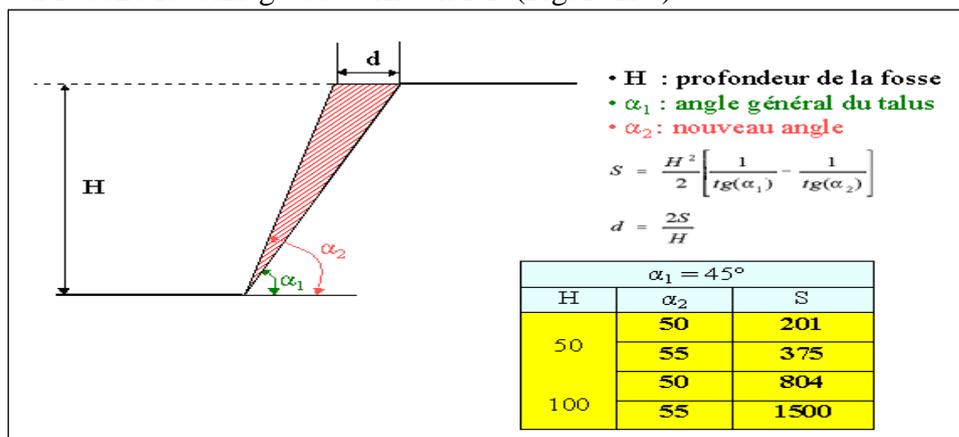


Figure II.3- Influence de l'angle général sur le volume de stérile extrait.
(Volume de terrain économisé par tranche unitaire en faisant passer l'angle de 45, à 50 et à 55°).

4- Classification des mouvements de terrain : [9]

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

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

Les mouvements de terrain les plus fréquents sont classés en :

- Glissements.
- Coulées.
- Ecoulement.
- Fluages.

4.1. Les glissements :

Ils se caractérisent par la translation latérale d'une certaine 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.

Principales causes des glissements :

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

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

Description des modes de rupture :

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

4.1.1. Rupture plane :

Cette rupture se produit suivant un plan le long d'une discontinuité géologique majeure : faille, plan de stratification ou une famille de fissures parallèle au talus et présentant une inclinaison défavorable dans le sens du talus. (cf. figure II.4 et II.5).

La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ».

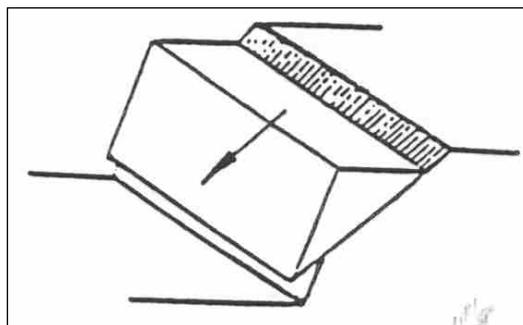


Figure II.4- Rupture plane

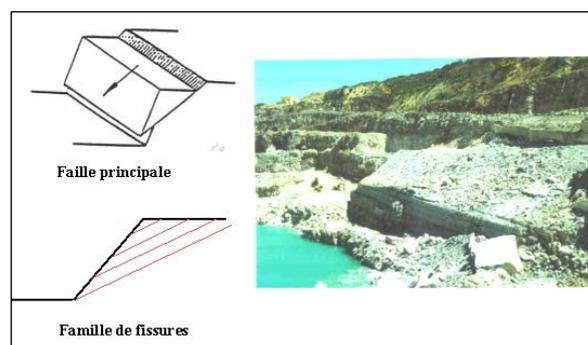


Figure II.5- Exemple de rupture plane dans une carrière à ciel ouvert de gypse par glissement de bancs le long d'une stratification défavorable (Mazan; France).

C'est l'un des modes de rupture le plus dangereux surtout lorsqu'il se produit le long d'une faille principale. Des volumes de roche importants peuvent être déplacés dans ce cas.

4.1.2. Rupture circulaire ou rotationnelle :

Cette rupture se produit dans un terrain homogène de faible résistance mécanique (faible cohésion). Le massif ne présentant pas de directions préférentielles de glissement, la rupture se fait par cisaillement du terrain le long d'une loupe de glissement (ligne circulaire).

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

4.1.2. 1. Glissement rotationnel simple :

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre. Dans un tel glissement, on distingue (figure II.6 et 7) : au sommet des fissures de traction et un escarpement, correspondant au départ de la surface de glissement, et à la base un bourrelet formé par des matières glissées. Dans certains cas, la surface de rupture peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire.

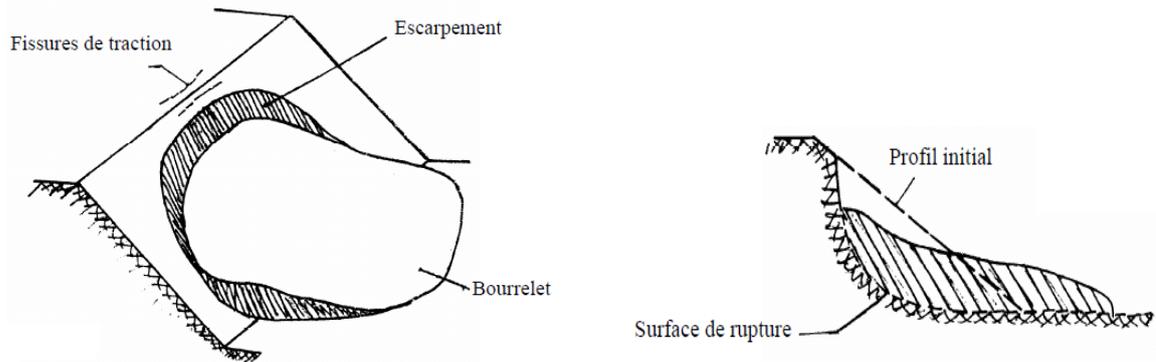


Figure II.6- Rupture rotationnelle simple. **Figure II.7-** Rupture rotationnelle avec profil initial.

Les terrains favorables à ce mode de rupture sont les sols, les remblais, les roches homogènes peu compétentes ainsi que les roches résistantes mais dont le niveau de fracturation leur confère des caractéristiques mécaniques en masse très faibles. Des exemples sont donnés dans la figure II.8.

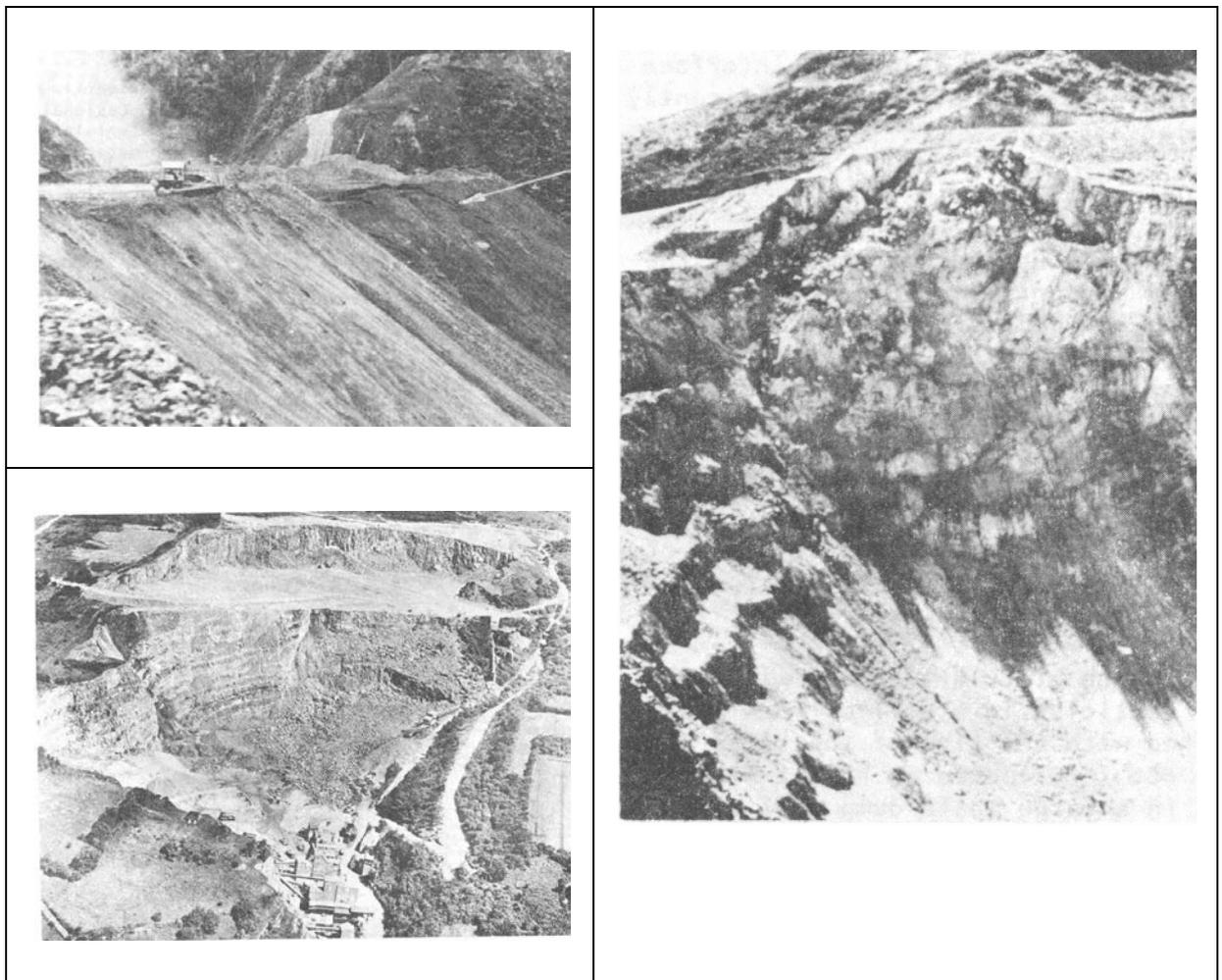


Figure II.8- Exemples de rupture circulaire.

Ce mode de rupture est également très dangereux. Lorsque les conditions de stabilité ne sont pas satisfaites, des volumes de roche très élevés peuvent être déplacés.

4.1.2. 2. Glissement rotationnel complexe :

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont. (cf. figure II.9).

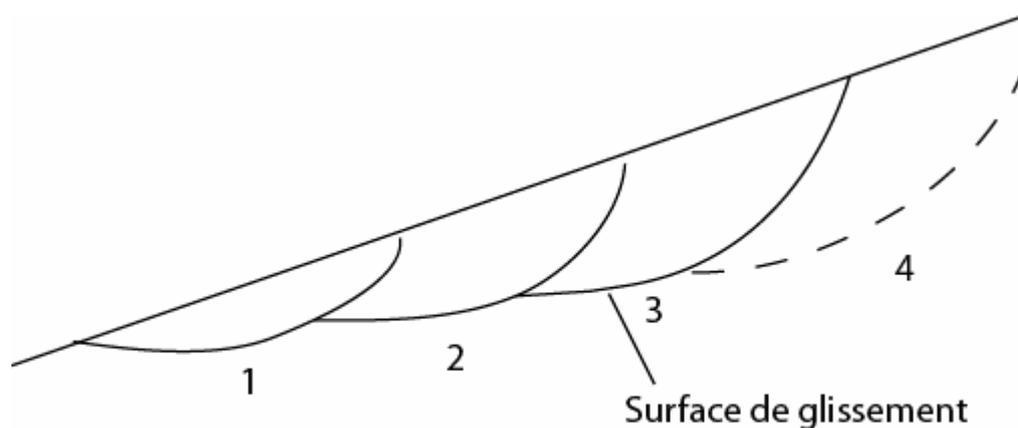


Figure II.9- Glissements successifs emboîtés.

4.1.3. Rupture en dièdres :

Cette rupture se produit lorsque le terrain est découpé par une fracturation principale caractérisée par plusieurs orientations. Conjuguées avec l'orientation du talus, les fissures forment des blocs qui se trouvent dégagés par les surfaces libres du talus (gradins, banquettes) et qui sous l'effet des forces mises en jeu se détachent et chutent. (cf. figure II.10).

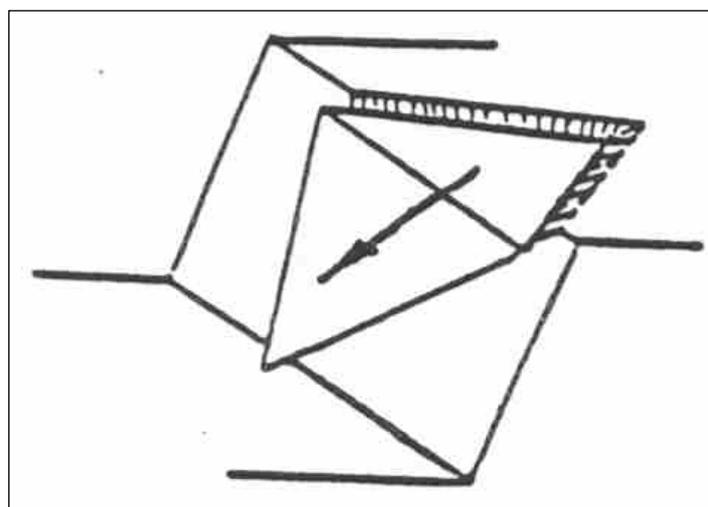


Figure II.10- Rupture d'un dièdre (les fissures naturelles sont hachurées).

Ce mode de rupture est moins dangereux que les deux précédents. Il se produit généralement à une plus petite échelle (1 ou 2 gradins), mais il peut causer des dommages importants. Plusieurs exemples sont donnés en figure II.11.

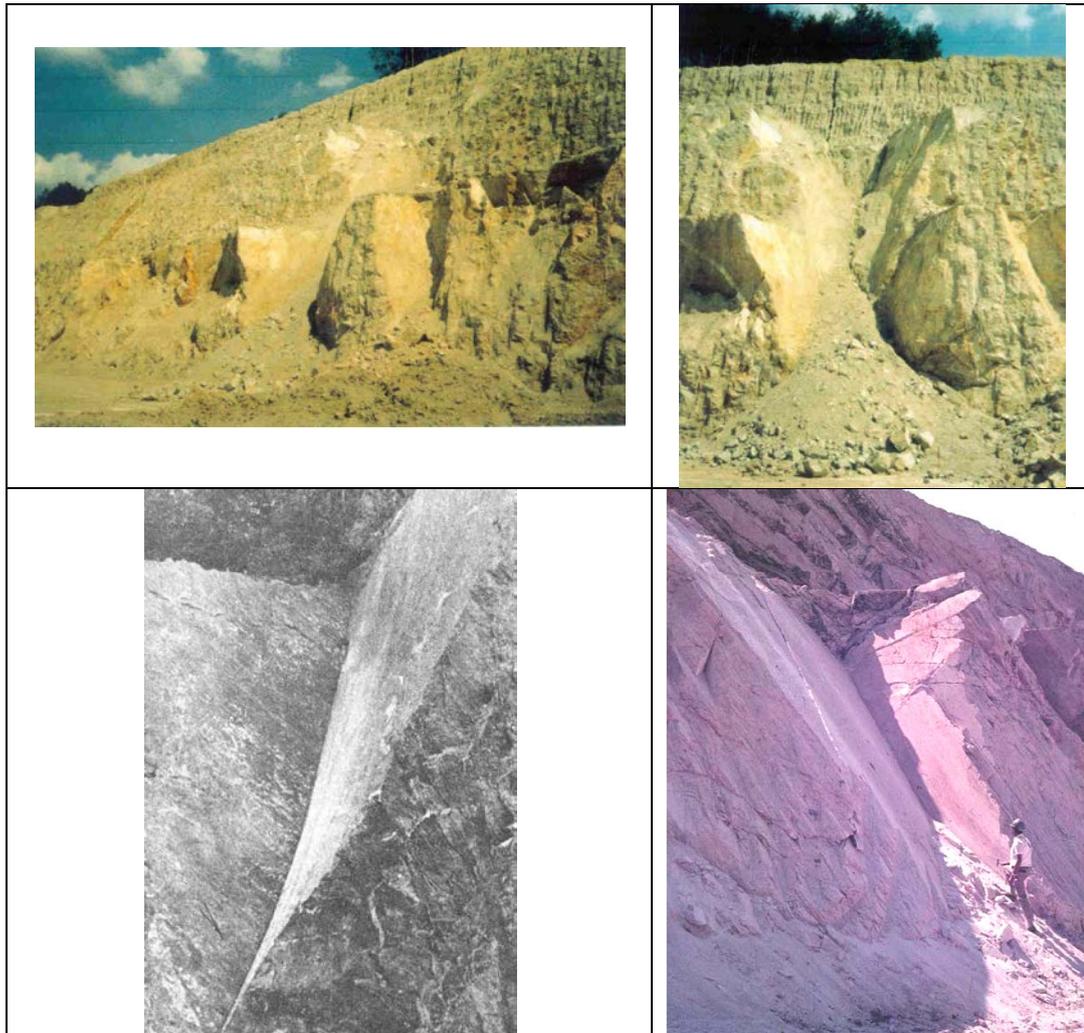


Figure II.11- Exemples de rupture de dièdres.

4.1.4. Rupture par basculement :

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
- écartement 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 (cf. figures II.12 et 13). Une dégradation progressive des gradins pourrait conduire à l'instabilité du talus.

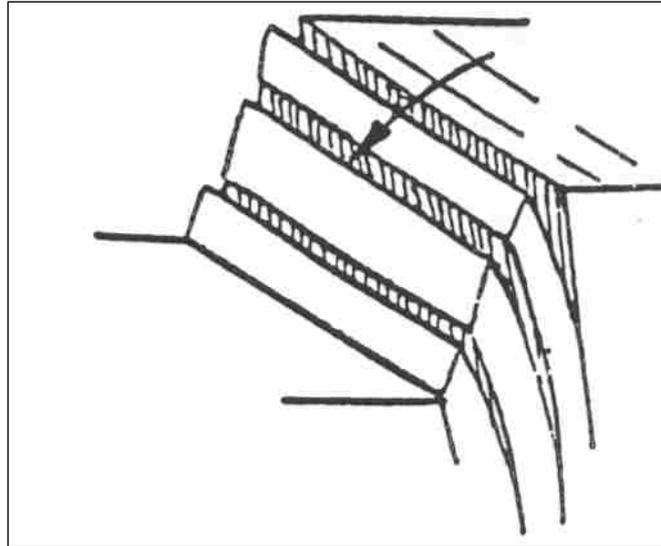


Figure II.12- Rupture par basculement (1).

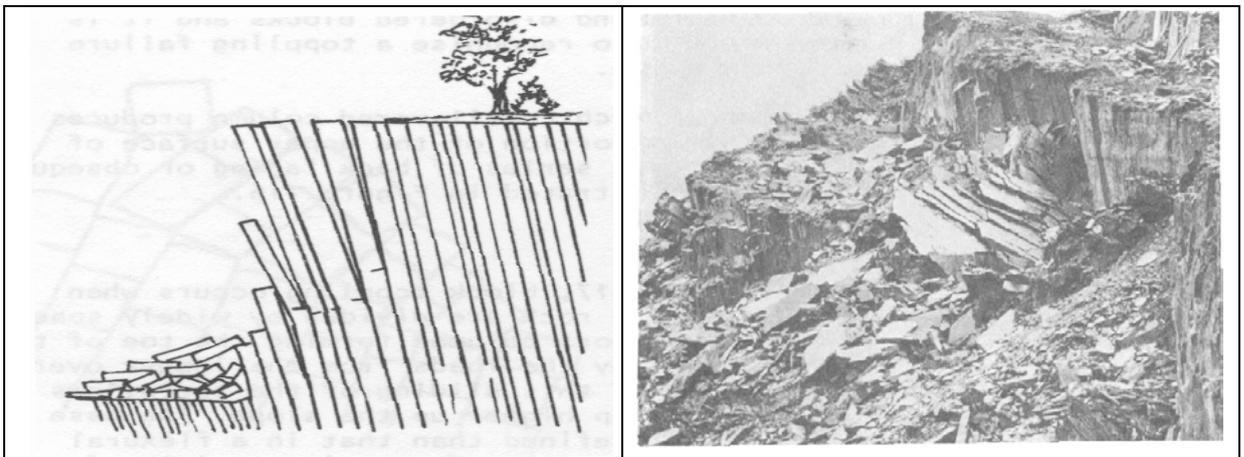


Figure II.13- Rupture par basculement (2).

4.2. 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). (cf. figure II.14), *coulées de solifluxion* (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été).

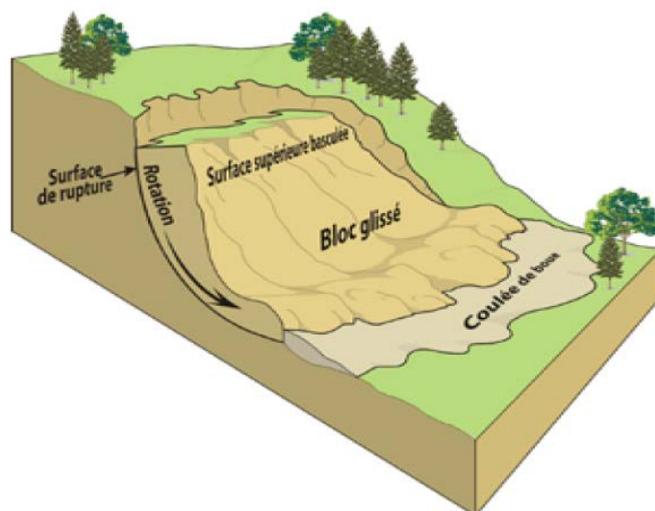


Figure II.14- Coulée de boue.

4.3. Les écroulements :

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses (cf. figure II.15). On utilise le terme de chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à 1 dm^3 , ou chute de blocs pour un volume supérieur. Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant.

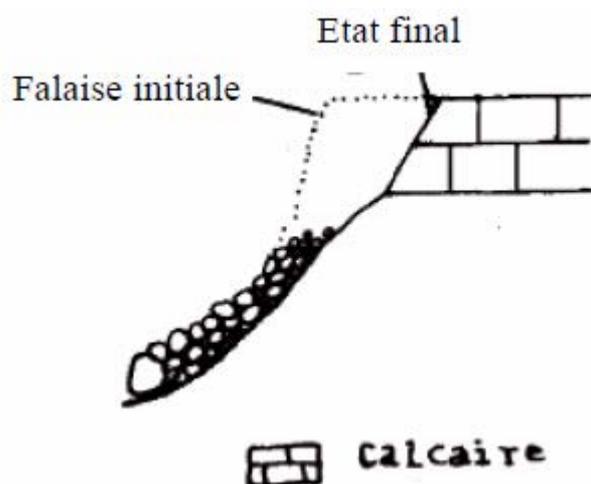


Figure II.15- L'écroulement.

4.4. Le fluage :

Il correspond à des mouvements lents, dus à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique). Dans l'exemple de la figure II.16, le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise.

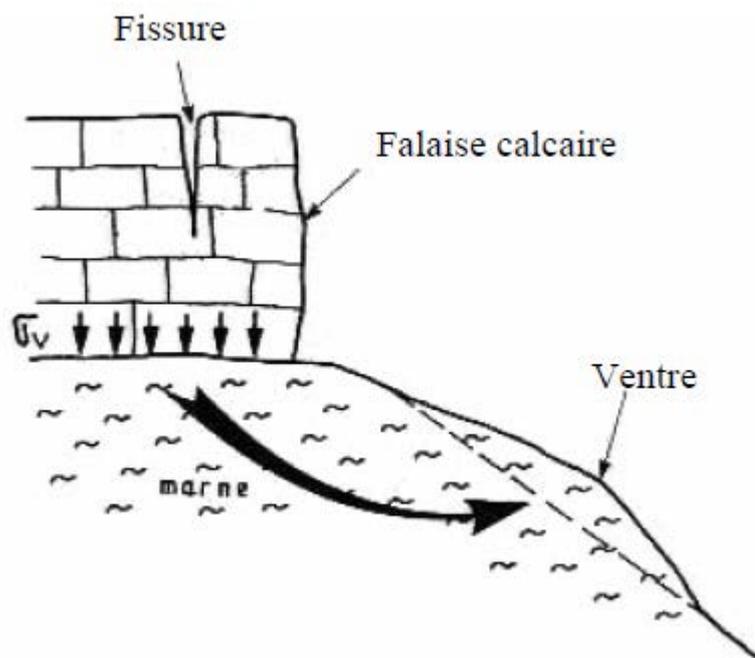


Figure II.16- Le fluage.

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

Classes	Terrains concernés	Vitesse Moyenne
Glissement de terrain	Roches peu cohérentes : -Marnes, alluvions, moraines, calcaires.	Quelques cm à quelques m par jour. Discontinu (saisons).
Coulées	Roches meubles.	Plusieurs m par seconde (variable selon fluidité).
Eroulement	Roches cohérentes.	Déclenchement très rapide. Chute en quelques secondes.
Fluage	Roches stratifiées ou non.	Très lent, quelques cm par an.

Tableau II.1 : Principales classes de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (d'après Campy M., Macaire J.J., 2003) [9].

5- Méthodes de calcul de la stabilité des talus :

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (cf. figure II.17) [15].

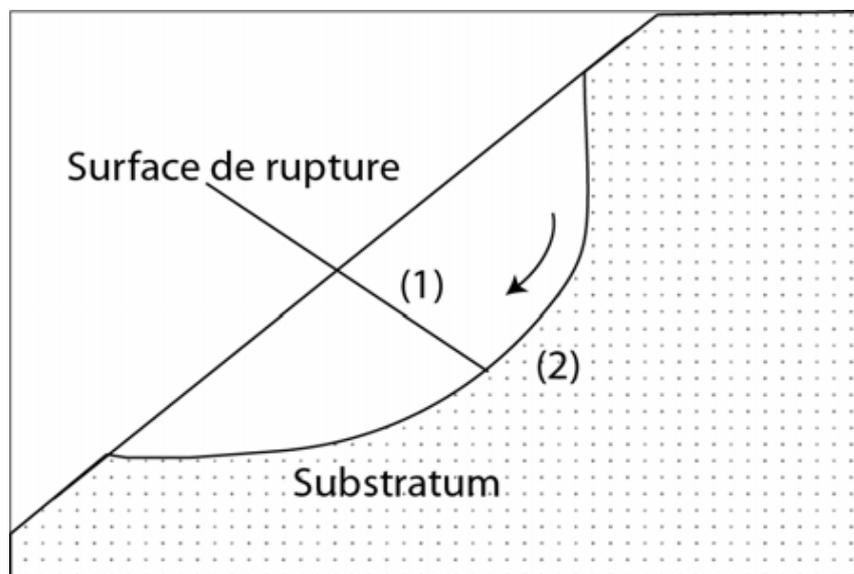


Figure II.17- Surface de rupture.

5.1. Définition du coefficient de sécurité : [27]

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité F_s .

Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$F_s = \frac{\sum_1^n \text{Forces de résistance}}{\sum_1^n \text{Forces actives}}$$

En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité on peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau II.2 ci après.

Chapitre II : L'instabilité des talus

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

Tableau II.2 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité [15].

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

$F_s < 1$	talus instable.
$1 < F_s < 1.5$	glissement possible.
$F_s > 1.5$	généralement stable.

Tableau II.3 : Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité [27].

5.2. Méthodes de calcul de la stabilité :

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire en décomposant le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices. C'est la « **méthode des tranches** ». Dans ce qui suit, on développera la méthode des tranches, qui sera utilisée dans le cadre du présent travail.

5.2.1. Méthode géométrique (ou stéréographique). [64]

Cette méthode se base sur la détermination des états de contraintes à l'aide de la projection stéréographique des failles et discontinuités.

5.2.1.1. Principe: La projection stéréographique est une construction géométrique consistant à reporter sur un plan (2D), l'orientation d'objets situés dans l'espace (3D), indépendamment de leur situation d'origine (position géographique). Les objets utilisés en tectonique pourront la plupart du temps se rapporter à des droites (orientées ou non) ou à des plans.

5.2.1.2. Construction théorique: La théorie de cette projection est une transformation géométrique appelée inversion, par laquelle une droite est représentée par un point, un plan par une ligne.

Le plan équatorial d'une demi-sphère est le plan de projection (par convention l'hémisphère inférieure qui est utilisé (cf. figure II.18)). Ce plan en fait est limité par un cercle appelé cercle fondamental. C'est ce plan et les projections que l'on y portera qui s'appelle stéréogramme. Le cercle fondamental est orienté par rapport au Nord et gradué en degrés (0 à 360°). Le pôle zénithal est le pôle supérieur de la sphère entière et sera utilisé comme origine de la projection.

L'objet géométrique à projeter est amené par translation (sans modification de son orientation) jusqu'à devenir sécant avec le centre de l'hémisphère de référence.

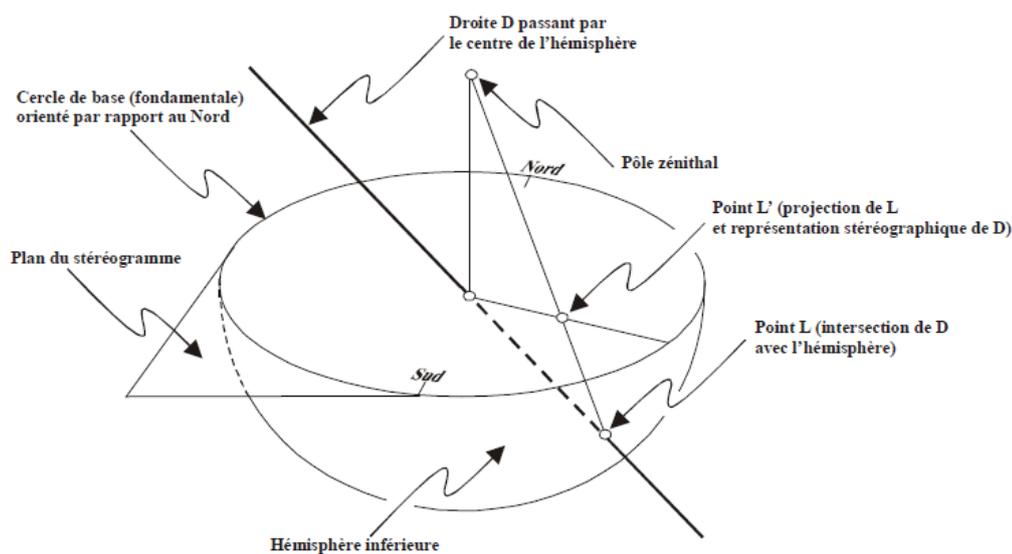


Figure II.18- Projection stéréographique.

5.2.1.3. Utilisation du canevas de Schmidt : Les projections nécessitent des repères situés dans l'espace (hémisphère et intersections dans les trois dimensions). Or le but de cette projection est bien de rester dans un plan : la feuille de papier. Pour y parvenir il est nécessaire d'utiliser un canevas (support gradué pour toute ligne et tout plan de l'espace) permettant d'effectuer la transformation (projection) directement par le report immédiat des mesures. Le canevas de Schmidt comporte tout d'abord le cercle fondamental, gradué et orienté, le Nord en haut, avec deux diamètres gradués, l'un Nord-Sud et l'autre Est-Ouest (cf. figure II.19).

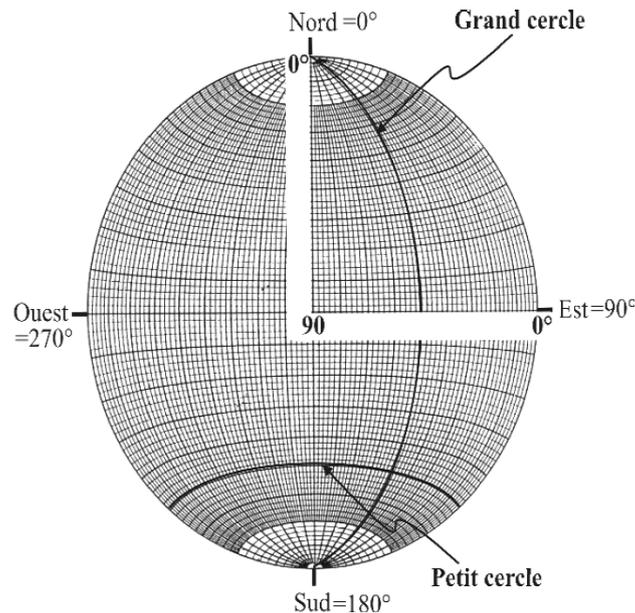
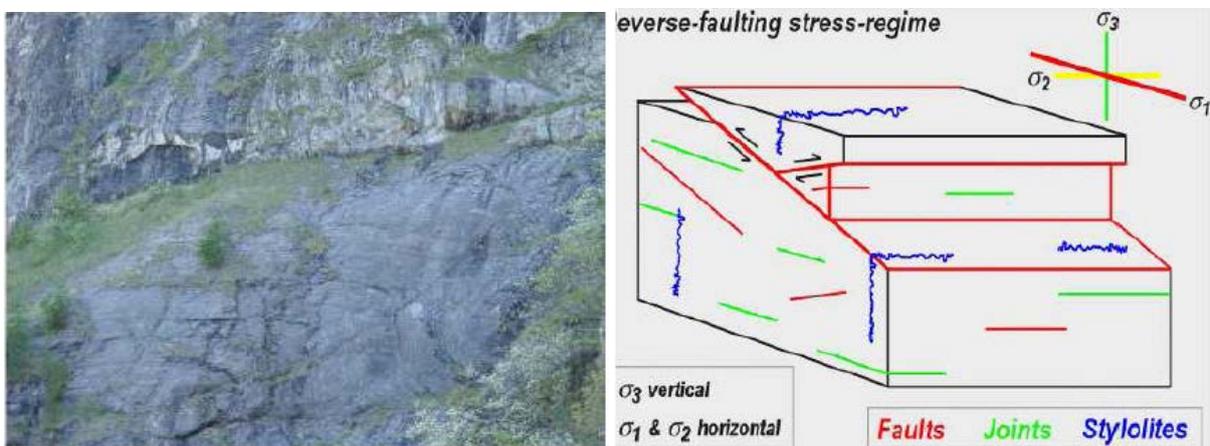


Figure II.19- Représentation stéréographique sur le canevas de Schmidt.

Un faisceau de grands cercles recoupe les points Nord et Sud du cercle fondamental. Ces grands cercles sont obtenus par projection stéréographique d'un ensemble de plans tous orientés Nord-Sud avec un pendage variant de 0 à 90° par incrément de 2°. Les autres lignes représentent les petits cercles. Ils sont obtenus par l'intersection sur l'hémisphère d'une série de plans verticaux de directions Est-Ouest, se répartissant sur le demi-cercle Nord-Sud de la demi-sphère selon les mêmes graduations unitaires choisies pour les grands cercles [67].

5.2.1.4. Détermination du plan de la rupture : la représentation stéréographique des failles nous aide à déterminer les contraintes principales agissant sur le massif qui peuvent provoquer la rupture de ce dernier.



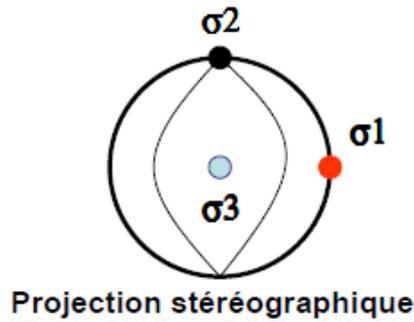


Figure II.20- Projection stéréographique d'une faille inverse.

La détermination des contraintes verticale σ_3 et horizontales σ_1 et σ_2 suite à cette projection stéréographique des failles permettra d'avoir la contrainte normale ainsi qu'à la résistance au cisaillement afin de tracer le cercle de Mohr qui donne l'angle de frottement interne Φ , la cohésion C et le domaine de rupture du massif [69].

5.2.2. Méthode des tranches :

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement [62].

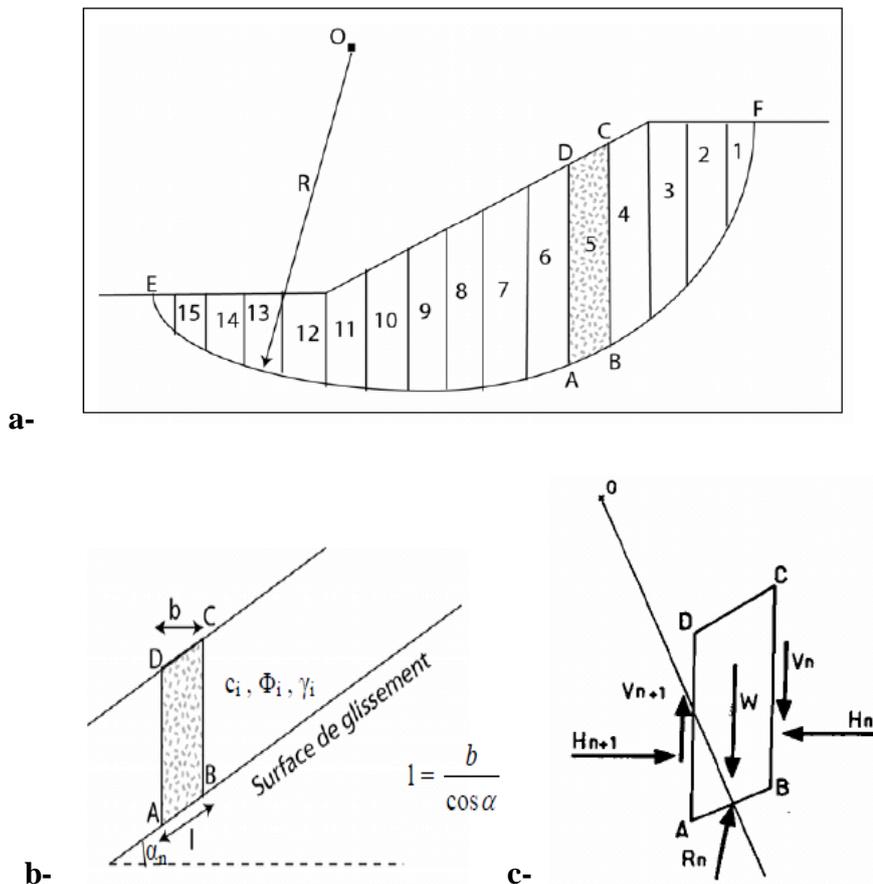


Figure II.21- Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.

Chapitre II : L'instabilité des talus

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. (cf. figure II.21.a)

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à : (cf. figure II.21.b et c).

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

5.2.2.1. Méthode de FELLENIUS (1936) : [1] [65]

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire.
- On néglige totalement les efforts inter-tranches.
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W. (cf. figure II.22).

Par rapport au centre O, on peut définir :

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

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

D'après la loi de Coulomb :

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

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

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

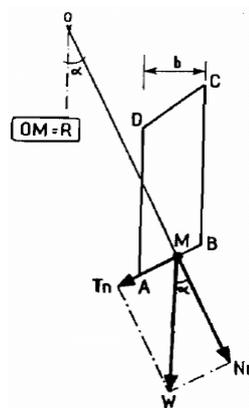


Figure II.22- Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.

$$\text{D'autre part : } AB = l_n = \frac{bn}{\cos \alpha_n} \quad (04)$$

Chapitre II : L'instabilité des talus

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum_1^m R * (c_i \cdot \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_i) \quad (05)$$

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 $T_n \cdot R$.

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

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

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

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 en vérifiant seulement l'équilibre des moments par rapport à un centre O du cercle de glissement.

5.2.2.2. Méthode de BISHOP simplifiée (1954) : [10] [25]

Dans cette méthode on considère que :

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

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (C_i b_n + W_n \text{tg} \phi_i)}{m \alpha \sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n}$$

Avec
$$m_\alpha = \cos\alpha_n \left[1 + \frac{\text{tg}\alpha_n \text{tg}\varphi_i}{F_s} \right]$$

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.

5.2.2.3. Méthode de Janbu (1956) : [33] [58]

La méthode de Janbu détermine le coefficient de sécurité par l'équilibre de forces horizontales. Comme dans la méthode simplifiée de Bishop, cette méthode considère les forces normales inter-tranche (E), mais néglige les forces de cisaillement (T). La force normale (P) est déterminée comme dans la méthode de Bishop simplifiée (cf. figure II.23.b).

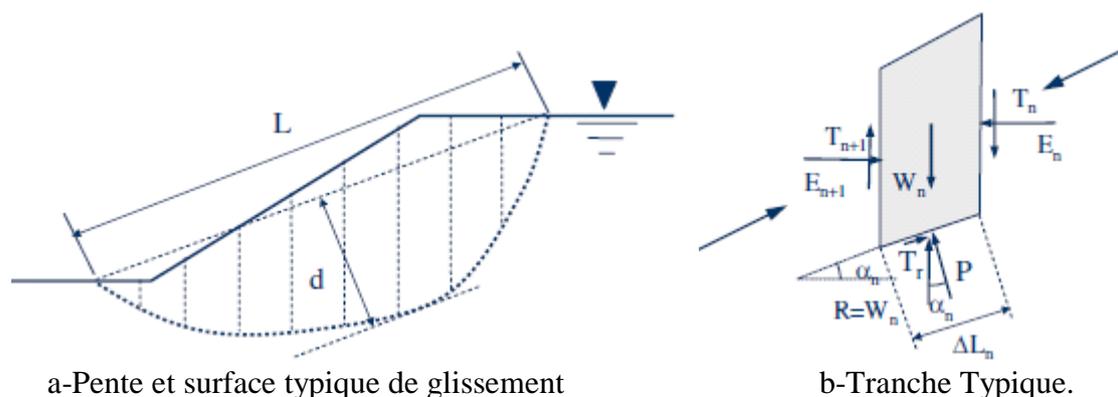


Figure II.23- Forces considérées dans la méthode de Janbu.

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

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

Avec :
$$n_\alpha = \cos^2 \left(1 + \text{tg}\alpha_n \frac{\text{tg}\varphi_i}{F_{s0}} \right)$$

$\frac{W_n}{b_n}$ 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.

Chapitre II : L'instabilité des talus

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 cotés de l'équation). Elle est utilisée généralement pour une surface de cisaillement composée (surface de glissement générale ; cf. figure II.23a).

Janbu a introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité original, pour pallier aux effets des forces de cisaillement inter-tranche. Avec cette modification, la méthode de Janbu donne des valeurs du coefficient de sécurité F_s plus importants, comme : $F_s = f_0 F_{s0}$

Le facteur de correction dépend du rapport entre profondeur et longueur de la surface de rupture (d/L) (cf. figure II.24). 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.

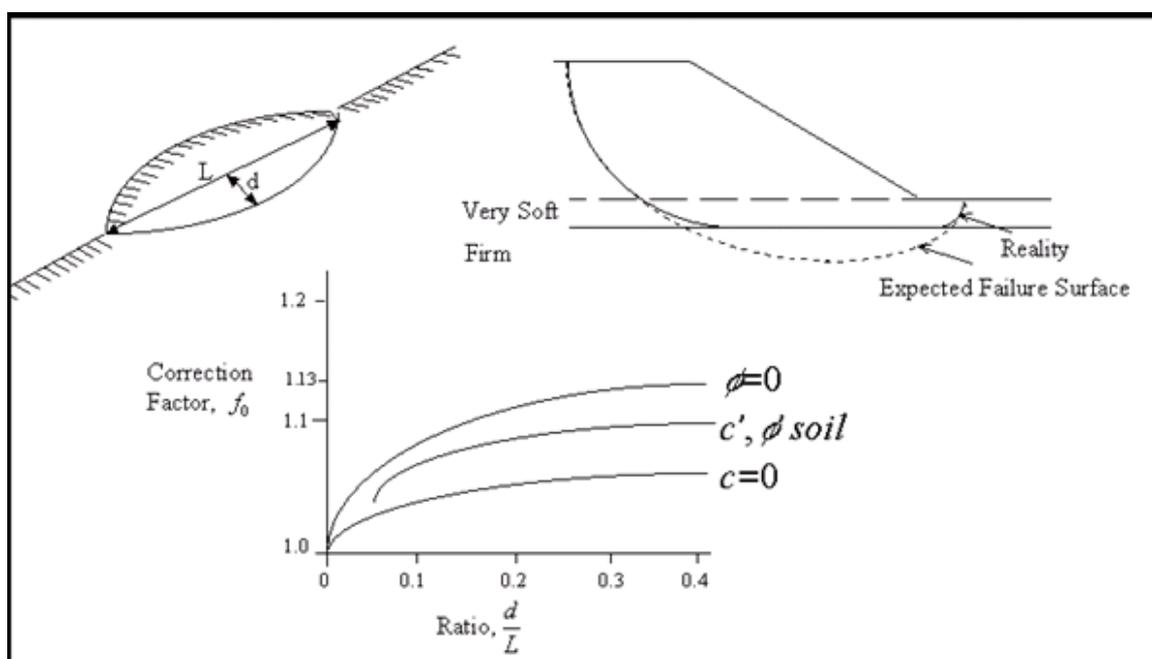


Figure II.24- variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur de la surface de rupture.

Il ya 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) [38].

Il ya 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.

5.3. Principaux facteurs influençant la stabilité des talus : [46] [55]

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

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

5.3.1. La hauteur du gradin :

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

5.3.2. 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 physiques et mécaniques du terrain.

- En ce qui concerne la structure du massif, l'étude des discontinuités du massif (fractures, plans de stratification, failles, fissuration) a une influence primordiale sur le calcul du coefficient de sécurité.
- En ce qui concerne les caractéristiques physiques et mécaniques, le paramètre physique pris en compte lors du calcul de la stabilité des talus est le poids volumique des terrains en place. Les caractéristiques mécaniques du terrain les plus importantes sont sa résistance au cisaillement qui nous permet de mesurer les caractéristiques de cisaillement (cohésion et angle de frottement interne).

5.3.3. 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.

5.3.4. Les phases et les méthodes d'exploitation :

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

5.3.5. 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 estimé. Dans le cas contraire (bord convexe), elle est surestimée par rapport à la réalité.

6- Conclusion :

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, ...) et par leur dimension (certains glissements peuvent atteindre plusieurs dizaines de millions de m³). Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie (nature et fracturation des formations affleurantes, hydrogéologie) c'est-à-dire par l'environnement physique. Ils concernent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains (naturels ou minés), les sols argileux sensibles aux variations de teneur en eau, etc...

Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines.

Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'Homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Chapitre III

CONDITIONS GEOLOGIQUES ET MINIERES DE LA CARRIERE DE MEFTAH.

Résumé :

Le présent chapitre présente brièvement la cimenterie de Meftah. Il s'agit d'une description du gisement de calcaire exploité par cette dernière ainsi que sa géologie sans oublier son exploitation avec toutes ses étapes primordiales et le mode de fonctionnement de la carrière.

1- Introduction :

Afin de mieux connaître la géologie du gisement de calcaire de Meftah, un stage pratique a été effectué à la carrière de Meftah. Il a permis de récolter toutes les données disponibles. De ce fait, ce chapitre fait l'objet d'une présentation succincte de la cimenterie de Meftah et d'une description détaillée de la géologie de Meftah ainsi que du gisement de calcaire exploité, de la méthode d'exploitation ainsi que de toutes les procédures par lesquelles passe le matériau extrait jusqu'à son arrivé à la cimenterie de Meftah.

2- Présentation de la société : [70]

Dénomination : Société des Ciments de la Mitidja par abréviation SCMI.

Date de création de la filiale : 01 janvier 1998.

Capital Social : 1.400.000.000 DA.

Forme juridique : société par actions (SPA).

Effectif au 31/12/2008: 576 employés.

Superficie de l'usine : 40 hectares.

2.1. Historique de la société : [70]

L'historique de la création de la cimenterie de Meftah revient à des années avant l'indépendance d'où le nom d'une compagnie française « Nord africaine LAFARGE », cette dernière a été prise en main par la SNMC (Société Nationale des Matériaux de Construction) le 14 mars 1968. Cette dernière a décidé de construire une nouvelle cimenterie à Meftah prévue pour une production de 01 million de tonnes de ciment par an. Ce projet s'est inscrit dans le cadre du plan quadriennal 1970-1973. Il a été individualisé par décision N° 71-20 DI du 10 mars 1971.

Après la création de l'Entreprise des Ciments et Dérivés du Centre (ERCC) en 1982, la cimenterie de Meftah a été rattachée à cette dernière, et à la filialisation de l'ERCC en 1988, la cimenterie de Meftah est devenue une partie de la filiale SCMI.

L'ERCC a été créée en février 1998 par décret N° 82-232 du 30 octobre 1982 en tant qu'entreprise de la Société Nationale des Matériaux de Construction (SNMC).

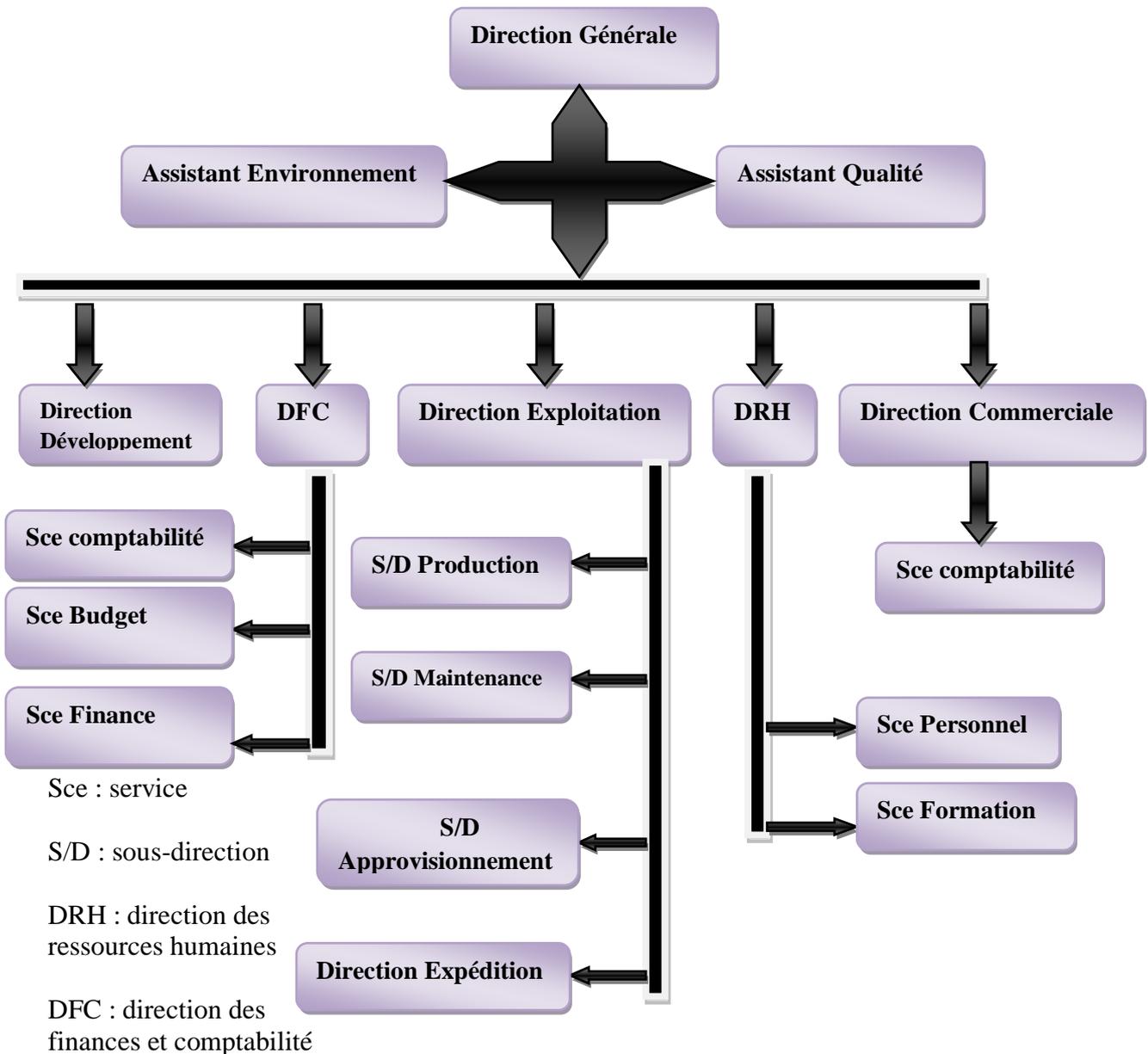
2.2. Capacité de production : [63] [70]

La cimenterie de Meftah a été conçue pour produire :

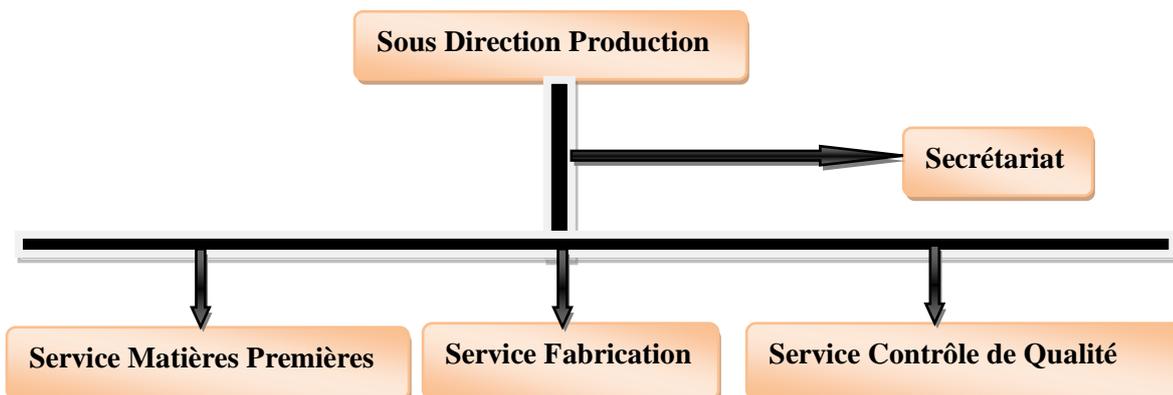
- ◆ 3.000 tonnes de ciment par jour.
- ◆ 01 million de tonnes de ciment par an.

2.3. Organigramme de l'usine :

L'administration de l'entreprise est structurée comme suit :



Le gisement de calcaire est rattaché à la sous direction de production plus précisément dans le service matières premières comme indiqué dans le schéma ci-dessous.



3- Fabrication du ciment : [63] [70]

Le ciment est le matériau de base pour la construction d'ouvrages de bâtiment et de génie civil. La production de l'industrie cimentière est directement liée à l'activité du secteur de la construction en général et est donc étroitement tributaire de la conjoncture économique générale.

La chaîne de production est composée de cinq ateliers qui correspondent au processus habituel de fabrication du ciment par voie sèche.

La cimenterie utilise quatre matières premières pour la fabrication du ciment CPJ-CEM II/A 32,5 qui sont : le calcaire, l'argile, le sable, le minerai de fer, et deux ajouts : le gypse et le tuf. Ces matières sont mélangées en proportions données en figure III.1 ci après.

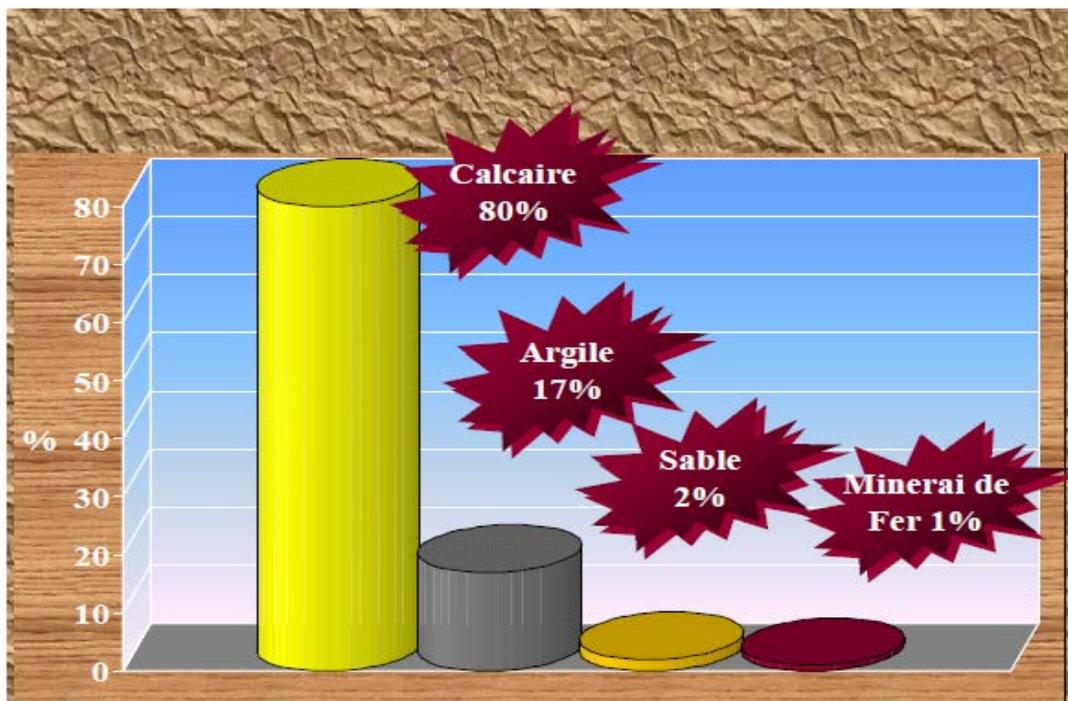


Figure III.1- Dosage du cru (clinker).

Après extraction en carrière, concassage et homogénéisation des matières premières, la première étape de la fabrication du ciment est la calcination du carbonate de calcium, qui est suivie de la cuisson de l'oxyde de calcium ainsi produit, avec de la silice, de l'alumine et de l'oxyde de fer, à des températures élevées pour former le clinker. Le clinker obtenu est ensuite broyé, après ajout de gypse et d'autres constituants, pour donner le ciment.

3.1. Etapes du procédé de fabrication du ciment :

- Extraction des matières premières.
- Concassage (calcaire, argile, sable et minerai de fer).
- Transport des matières concassées par bandes vers les halls de stockage.
- Reprise des matières premières par des gratteurs, transport par bandes et mise en trémies.
- Dosage, pré broyage et séchage.
- Broyage et séparation (produit fini et rejets).

- Homogénéisation et stockage de la farine.
- Extraction latérale et alimentation four (Débit farine : 186 t/h).
- Préchauffage et cuisson du mélange dans le four rotatif:

Débit théorique : 3000 t/Jour de clinker.

Débit réel : 2600 t/Jour de clinker.

- Refroidissement et concassage du clinker.
- Manutention et stockage du clinker, gypse et ajouts.
- Extraction et mise en trémie.
- Dosage (clinker, gypse et ajouts).
- Broyage et séparation (produit fini et rejets). (Débit 90 t/h).
- Transport et stockage du ciment (08 silos).
- Expédition en sacs et en vrac.

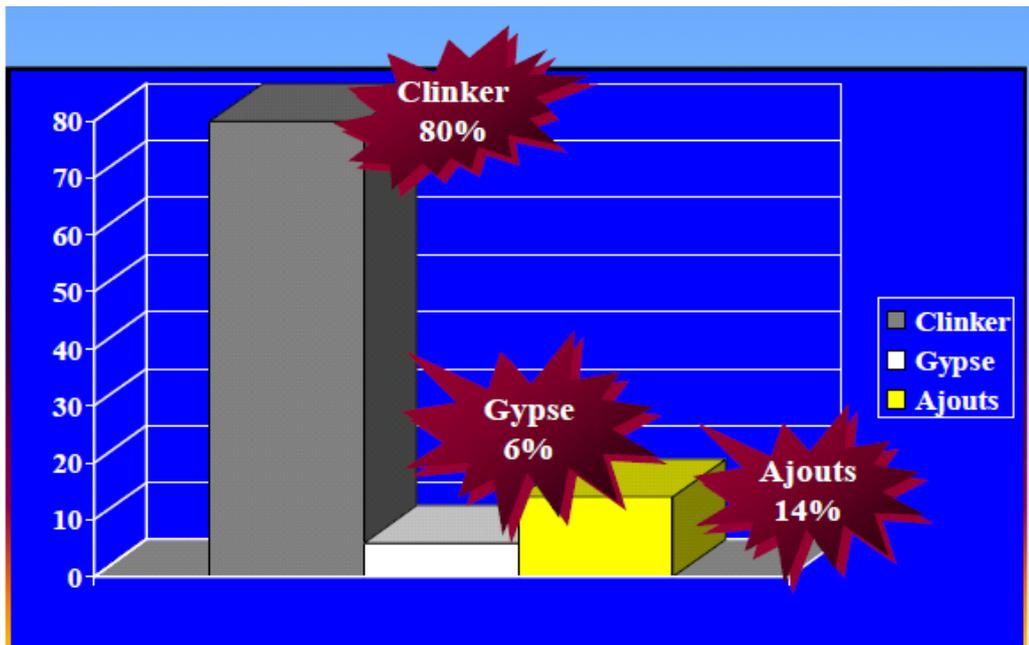


Figure III.2- Dosage du ciment.

On constate (cf. figure III.2) que le calcaire représente 80% de la composition du Clinker et ce calcaire provient de la carrière de Meftah exploitée par la SCMI.

4- Le gisement de Calcaire : [70] [71]

4.1. Situation géographique :

La cimenterie de Meftah (cf. figure III.3) est située à 20 Km au Sud Est de la ville d'Alger et à 2 Km du village de Meftah, dans la plaine de la Mitidja, aux pieds du djebel Zerrouala, qui renferme les gisements de calcaire et d'argile utilisés dans la fabrication du ciment.



Figure III.3- Carte géographique montrant la localisation de la région de MEFTAH.

Les coordonnées Lambert du centre du gisement sont :

$$\begin{aligned} X &= 548300 \\ Y &= 369200 \\ Z &= 210 \end{aligned}$$

4.2. Géologie régionale de Meftah :

La région possède une structure géologique complexe telle que la présence de nombreuses discordances, des structures de plis et des nappes de charriage. Une déformation structurale a affecté toute la région de Meftah et a généralement produit un plissement d'orientation NE-SO et des failles essentiellement normales le long de deux principales orientations NNE-SSO et ONO-ESE. Cette déformation est plus visible dans le calcaire et dans les formations sous-jacentes. Les travaux de recherche géologique et de prospection ont mis en évidence huit (8) régions comme illustré dans les figures III.4 et III.5.

Description de la région 1 :

Cette région est en cours d'exploitation et l'épaisseur maximale de la couche de calcaire est de 80 m dans le centre du gisement et diminue graduellement vers les extrémités. On note aussi la présence de plusieurs failles dont une importante est nettement visible sur le parement actuel de la carrière. Le pendage général plonge vers le nord (20° approximativement). Les reliefs les plus élevés s'observent vers le sud.

Description de la région 2 :

Cette région se situe au sud de la région 1. C'est une couverture de calcaire sur le montant abrupt de la colline du Djebel Zerrouala qui n'atteint que 10 m d'épaisseur, ce qui rend cette région sans intérêt économique.

Description de la région 3 :

Elle se situe au Nord de la région 1, le calcaire continue jusqu'à ce qu'il disparaisse sous le gravier et l'argile qui constituent la plaine de la Mitidja. L'épaisseur du calcaire de bonne qualité qui est exposé est de 20m.

Description de la région 6 :

Le pendage de cette région est de 10° environ en direction du Nord-Ouest ainsi qu'une descente vers le Nord donne une forme plutôt inclinée à ce gisement. L'épaisseur du calcaire est entre 15 et 60 mètres.

Description de la région 7:

Elle se situe à l'Ouest de la région 6 et se divise en de nombreux blocs. Elle ne présente pas une source importante de calcaire. De plus il ya plusieurs bâtiments dans cette région qui pourraient causés de sérieux problèmes en cas d'exploitation.

Description de la région 8:

Difficile à y accéder ; elle se situe à 2 Km au Sud-Est de la carrière, mais pour y parvenir, il faudrait prendre une longue route se dirigeant vers le Sud de la région 6. Une faille importante vers le Nord-Est a tendance à diviser cette région en 2. Vers le Nord la couche de calcaire est d'une épaisseur de 15 à 40m, par contre vers le Sud cette épaisseur est sans intérêt. Le calcaire de cette région est d'une couleur plus foncé.

Il est important de mentionner que les régions 4 et 5 sont des gisements d'argiles.

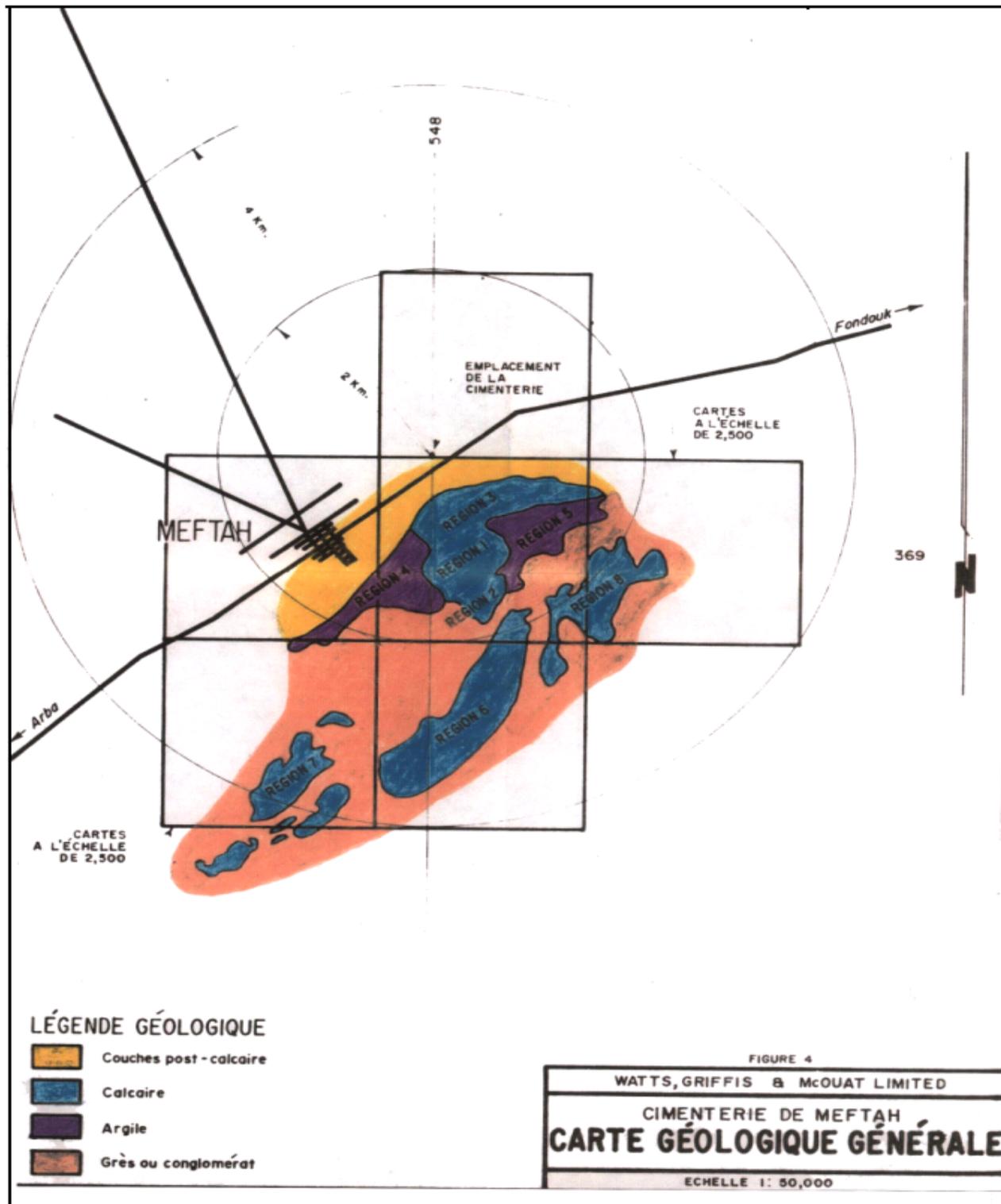


Figure III.5- Carte géologique générale des régions calcaires de Meftah.

4.3. Conditions climatiques :

Le climat de la région de Meftah est typiquement méditerranéen. La température moyenne annuelle est de 20°C. Elle varie de 7 à 10°C en hiver, et entre 25 et 35°C pendant l'été. Les précipitations moyennes de l'année varient entre 600 et 800 mm. Un enregistrement de la pluviométrie du mois de décembre où il ya eu le glissement de terrain est illustré dans la figure III.6 ci-dessous.

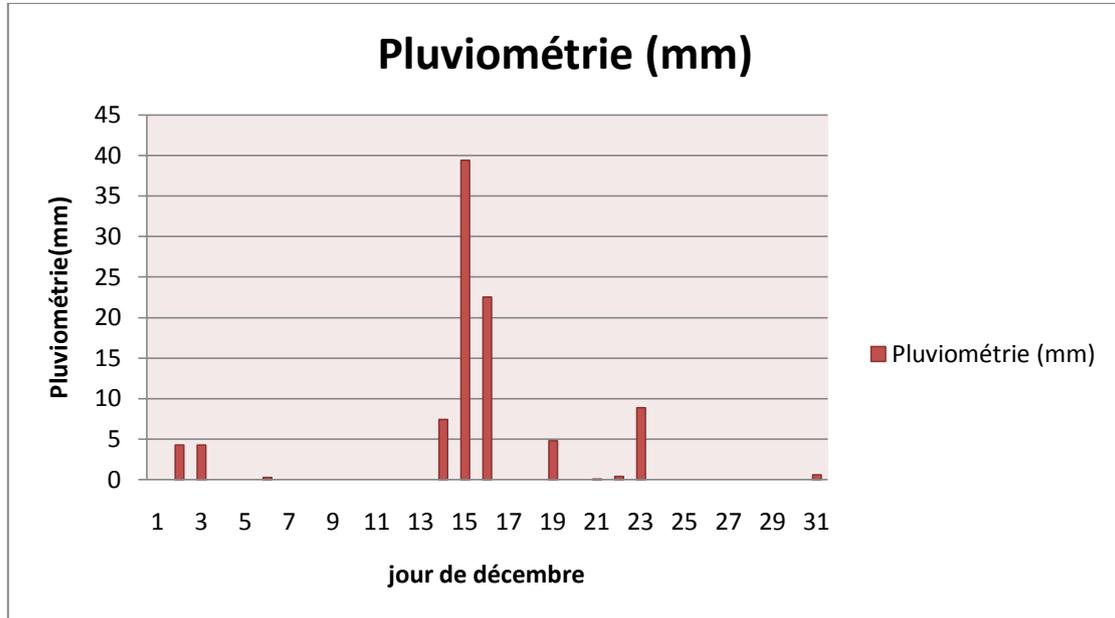


Figure III.6- Quantités de pluies journalières (en mm) recueillies à la station météorologique d'Alger - Dar El Beida (décembre 2010).

4.4. La lithostratigraphie du gisement:

Le gisement de calcaire du Djebel Zerrouala est caractérisé par une structure géologique complexe comme en témoignent les nombreuses discordances et les différents plissements ayant affecté les terrains. De plus, les travaux de sondage ont révélé l'existence de cassures et failles par le biais des rejets de fortes à moyenne amplitude. Le calcaire Helvétien d'âge Miocène inférieur recouvre les plus anciennes formations de la région, reposant sur les argiles. Les formations géologiques qui prennent part à la constitution du gisement sont les dépôts quaternaires, du miocène et de l'éocène.

Quaternaire:

Les dépôts du quaternaire sont peu représentés au niveau du gisement puisqu'ils n'ont été rencontrés que localement dans quelques ouvrages miniers.

Miocène (Helvétien):

Le calcaire Helvétien d'âge Miocène inférieur recouvre les plus anciennes formations de la région, reposant sur les argiles. Comme cette formation repose en transgression et en discordance sur le Cartènnien et l'Eocène supérieur, ils ont été attribués à l'Helvétien.

Ce faciès de calcaire constitue l'assise utile du gisement étudié et se caractérise par la présence de fossiles en nids abondants, rencontrés dans la plupart des ouvrages miniers. En sondages, les calcaires ont des épaisseurs très variables et imprévisibles. Le maximum atteint est de 54,4 m, alors que le minimum ne dépasse guère 9,4 m. L'assise calcaire est composée de deux couches lithologiques principales qui se distinguent nettement l'une de l'autre par la couleur et l'aspect. Ce sont :

- Calcaire franc (couche supérieure 3C).
- Calcaire gréseux (couche inférieure 3B et 3A).

a) calcaire franc:

Il représente 90% du volume global de l'assise utile de couleur jaune clair à blanchâtre, dure à moins dure, cristallin, à grains fins riches le plus souvent en débris de coquilles. Ce calcaire est parcouru de veinules stylolytiques le long des parois de la carotte et quand il est fissuré, on note très souvent la présence d'argile rougeâtre avec des filonets de calcite. Ces fissures ont des dimensions variables qui vont de quelques mm à plusieurs dizaines de centimètres, auxquelles l'argile rouge est toujours associée. On note également la présence de karsts et cavités à l'intérieur qu'à l'extérieur de la carotte. Le pendage général des couches de calcaires est de 20°, plongeant vers le Nord.

b) calcaire gréseux :

Il ne représente en fait que 10% de l'assise utile, de couleur ocre qui tranche nettement sur la première. Ce calcaire est rugueux au toucher, parfois tendre. Par ailleurs, il présente les mêmes caractéristiques que le précédent: présence de fossiles et karstification.

Miocène (Cartènnien):

Les poudingues et les grès se trouvent à la base des calcaires précédents. Ils sont constitués d'un ciment rouge brique. Ce sont des roches très dures ressemblant à des quartzites avec des épaisseurs considérables. Ils sont rugueux également au toucher et très souvent se trouvent associés aux argiles de même couleur. Cependant, quelques variétés de poudingues ont été rencontrées suivant les différents sondages. Ce sont des poudingues à grains fins et à grains grossiers. De même, des poudingues à ciment rouge et de couleur bleuâtre ont été observées. La puissance de cette assise est considérable puisqu'elle est déjà visible au pied du Djebel Zerrouala. Cette assise ne fait pas partie de l'assise utile du fait qu'elle ne présente aucun intérêt économique.

4.5. Conditions hydrogéologiques :

Le niveau hydrostatique se trouve en dessous de l'exploitation, par conséquent, il ne cause pas de problèmes d'inondations, et en plus les calcaires massifs formant la région sont toujours très fissurés en affleurement, donc ils sont perméables et constituent ainsi un terrain favorable à la circulation des eaux souterraines.

4.6. L'âge du gisement :

L'argile cartènnienne de l'âge du Miocène inférieur s'étend avec une discordance sur les grès et les conglomérats et constitue un gisement marin rigide et uniforme sans aucune stratification ou caractéristiques structurales visibles, sauf pour la présence de plusieurs fissures très étroitement fermées.

Le calcaire Helvétien de l'âge du Miocène inférieur recouvre les plus vieilles roches de la région reposant sur les grès et les conglomérats et ailleurs sur l'argile. Il est en majeure partie fort en calcium mais se réduit graduellement en calcaire siliceux (gréseux).

Le calcaire de haute qualité est bien exposé avec des falaises proéminentes de couleur grise à la surface, il devient blanc ou jaune crème sous la surface. Il est généralement cristallin ou granuleux, d'une dureté variable, le calcaire cristallin est le plus dur mais dépasse rarement le chiffre 3 sur l'échelle de dureté de Mohs. Parfois, les fossiles Foraminifères, Lamellibranches et Brachiopodes sont abondants mais les fossiles d'algues sont surtout visibles partout.

Le calcaire de qualité inférieure ou siliceux (gréseux) n'est pas aussi bien exposé que le calcaire de haute qualité, parce qu'il a tendance à s'user plus facilement par les intempéries et il est aussi souvent couvert par les éboulis de calcaire pur. Il est caractérisé par une teneur en silice et en alumine plus élevée.

4.7. Géologie du gisement de calcaire :

Les formations souterraines situées à proximité du site de la cimenterie de Meftah, sont constituées principalement de calcaire impur et d'argile renfermant des lentilles de calcaire à haute teneur de carbonate de calcium et dont l'exploitation industrielle est en cours.

Les dépôts exploitables de calcaire et d'argile ont été déterminés et évalués par la firme WATTS GRIFFIS et Mc OUAT LIMITED, firme Canadienne spécialisée dans les recherches. Le calcaire et l'argile constituent 97 % des matières premières utilisées pour la fabrication du produit semi-fini du ciment (le clinker).

Parmi les six formations de calcaire situées près de la cimenterie trois d'entre elles renferment des dépôts permettant la fabrication du ciment.

Région 1 : avec une teneur 48% de CAO et une réserve estimée à 37 millions de tonnes

Région 6 : avec une teneur 48% de CAO et une réserve estimée à 53 millions de tonnes

Région 8 : avec une teneur 48% de CAO et une réserve estimée à 10 millions de tonnes

Les réserves exploitables totales de ces régions sont évaluées à 100 millions de tonnes.

Parmi ces trois dépôts connus, celui de la **région 1** est le plus économique, dont l'exploitation est en cours. Les régions 6 et 8 font partie de l'extension de la carrière actuellement en exploitation.

4.8. Les réserves géologiques :

La firme canadienne WATTS GRIFFIS et MAC OUAT LIMITED a effectué une trentaine de sondages dans la région 1 qui est en exploitation à l'heure actuelle. Elle a aussi fait d'autres sondages dans les autres régions de calcaire (2, 3, 6,7 et 8). Les réserves globales étudiées par secteurs et par catégories sont données dans le tableau III.1 suivant :

N° Région	Réserves par catégorie	Réserves Totales (T)
Région 1	32.000.000 tonnes (3C)	36.928.000
	1.444.000 tonnes (3B)	
	3.484.000 tonnes (3A)	
Région 6	51.762.000 tonnes (3C)	52.904.000
	489.000 tonnes (3B)	
	653.000 tonnes (3A)	
Région 8	6.980.000 tonnes (3C)	10.515.000
	1.995.000 tonnes (3B)	
	1.540.000 tonnes (3A)	
Total des réserves étudiées		100.347.000

Tableau III.1 : Réserves géologiques du calcaire dans les régions 1, 6, 8.

Le dépôt de calcaire de la **région 1** a une forme de lentille à surface rectangulaire reposant sur le flanc Ouest d'une formation d'argile à faible pente. La lentille a une surface plane de 780 mètres de longueur et 750 mètres de largeur et une épaisseur maximum de 80 mètres. Ce calcaire est compact et n'a pas de foliations apparentes, mais il est tacheté de cavités. Le dépôt se divise minéralogiquement en trois couches. Une épaisse à haute teneur de CaO et de deux couches minces à teneur décroissante en Cao.

Les réservés étudiées des trois épaisseurs sont :

- **1^{ère} couche :** 3C = 32 000 000 tonnes de teneur en CaO >48 %.
- **2^{ème} couche :** 3B = 1 444 000 tonnes de teneur en CaO de 40% à 48%.
- **3^{ème} couche :** 3A = 3 484 000 tonnes de teneur en CaO < 40 %.

Soit au total environ 37 millions de tonnes de calcaire. La figure III.7 ci après représente une vue en plan et coupe de cette lentille calcaire.

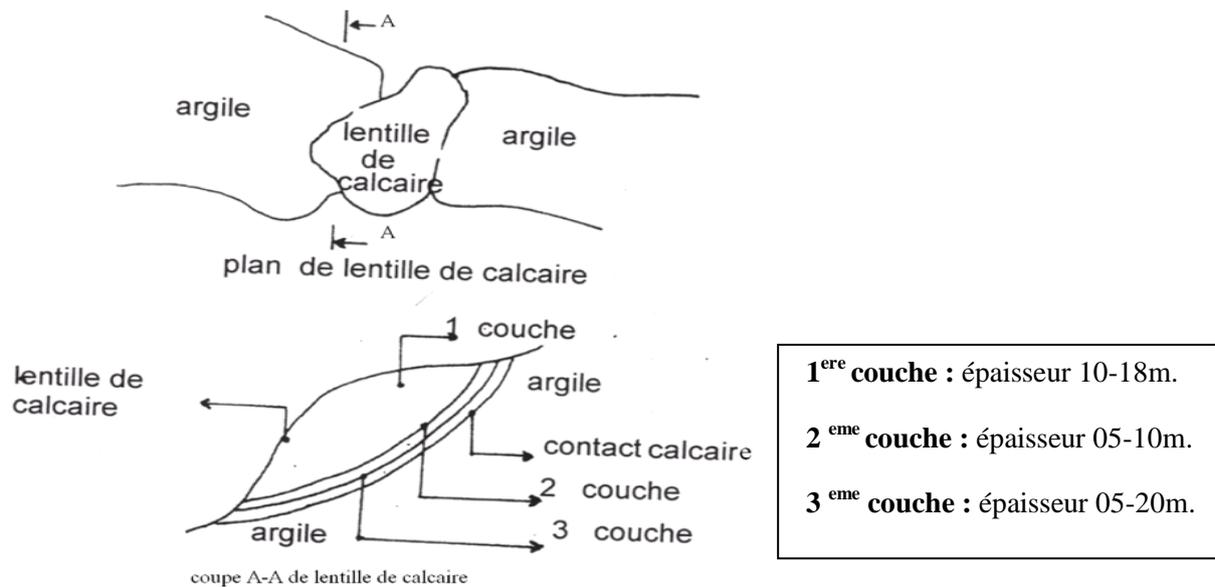


Figure III.7- Plan et coupe de la lentille de calcaire d'après le rapport WATTS GRIFFIS.

4.9. Les réserves exploitables:

Les réserves annuelles exploitées depuis le démarrage de la carrière sont illustrées dans le tableau III.2 ci-dessous. Si l'on se réfère à la région 1 seulement on peut dire que les réserves restantes sont de 15297670 T.

Année	Réserves exploitées (T).
Réserves exploitées jusqu'à avril 2002	15111168
2003	613300
2004	758894
2005	907536
2006	857948
2007	846124
2008	799587
2009	803208
2010	812478
Réserves exploitées jusqu'à juin 2011	120087
Total des réserves exploitées	21630330
Total des réserves restantes	78716670

Tableau III.2 : Les réserves exploitées annuellement depuis le démarrage de la carrière.

4.10. Facteurs géologiques affectant l'exploitation :

4.10.1 Configuration du dépôt :

La lentille de calcaire qui constitue les flancs de la colline renferme les limites de la carrière proposée. A cause de cette morphologie, le minerai a été extrait en couche horizontale en commençant l'exploitation par le haut.

4.10.2. Mort terrain et végétation :

La couche de mort terrain est très mince et peut être considérée comme négligeable. Cette dernière est constituée essentiellement de débris, de végétaux et d'argile. Les travaux d'enlèvement de débris, de nettoyage et de décapage ont été minimes.

4.10.3. Perméabilité et fissuration :

La perméabilité et la fissuration du calcaire ne poseront pas de problèmes sérieux dans l'exécution des travaux miniers. Durant l'opération des forages, il s'est rapporté des pertes d'eau et l'existence de cavités. Ceci prouve que la perméabilité du massif ne causera pas trop de problèmes au minage puisqu'il ne devrait pas y avoir accumulation d'eau dans le massif surtout sur le flanc de la colline. Dans la plupart des cas, les trous de mine mouillés devraient être ceux qui sont proches ou dans l'argile. La fissuration et les cavités par elles-mêmes vont probablement causer quelques pertes de forage mais pas en quantité suffisante pour nuire à la production.

5- Exploitation du gisement de calcaire : [70]

L'homogénéité du calcaire étant nécessaire pour avoir les mêmes qualités de ciment, la carrière est découpée par gradins et par qualité en teneur en CaO. Pour avoir un calcaire ayant les mêmes teneurs en CaO les parties riches et pauvres sont exploitées et mélangées en proportion.

Le mode de travail dans la carrière est de deux postes par jour d'une durée de sept heures chacun du samedi au mercredi et d'un poste de 7 heures les jeudis. Pour satisfaire la demande, des heures supplémentaires sont programmées pendant les vendredis parfois.

5.1. La durée de vie de la carrière :

Le rendement de la carrière est la quantité de minerai extrait en une unité de temps. Le rendement de la carrière de Meftah est en moyenne de 850.000 tonnes par an. Ce qui nous mène à estimer une durée de vie de la carrière pour le site actuel de l'ordre de 18 ans, mais il ya une très bonne partie de la concession du coté EST ainsi que du coté OUEST ; qui a été occupée par des citoyens habitants les bidonvilles. De ce fait le site actuel ne sera pas totalement exploité sauf dans le cas où ces citoyens quittent les lieux.

5.2. Méthode d'exploitation :

La méthode d'exploitation est la manière par laquelle se font les travaux d'exploitation.

Celle-ci est représentée par une succession de gradins qui sont abattus à l'explosif.

5.2.1. Eléments du système d'exploitation :

• La hauteur du gradin :

La carrière de calcaire de la cimenterie de Meftah est exploitée par gradins de 15mètres de hauteur pour les niveaux 260-275 ; 245-260 ; 230-245 ; 200-215 ; et de 20m pour 180-200 et finalement 10m pour 170-180. L'accès aux gradins se fait par une piste principale longeant la partie EST du gisement et des pistes secondaires reliant chaque niveau. (cf. figure III.8).

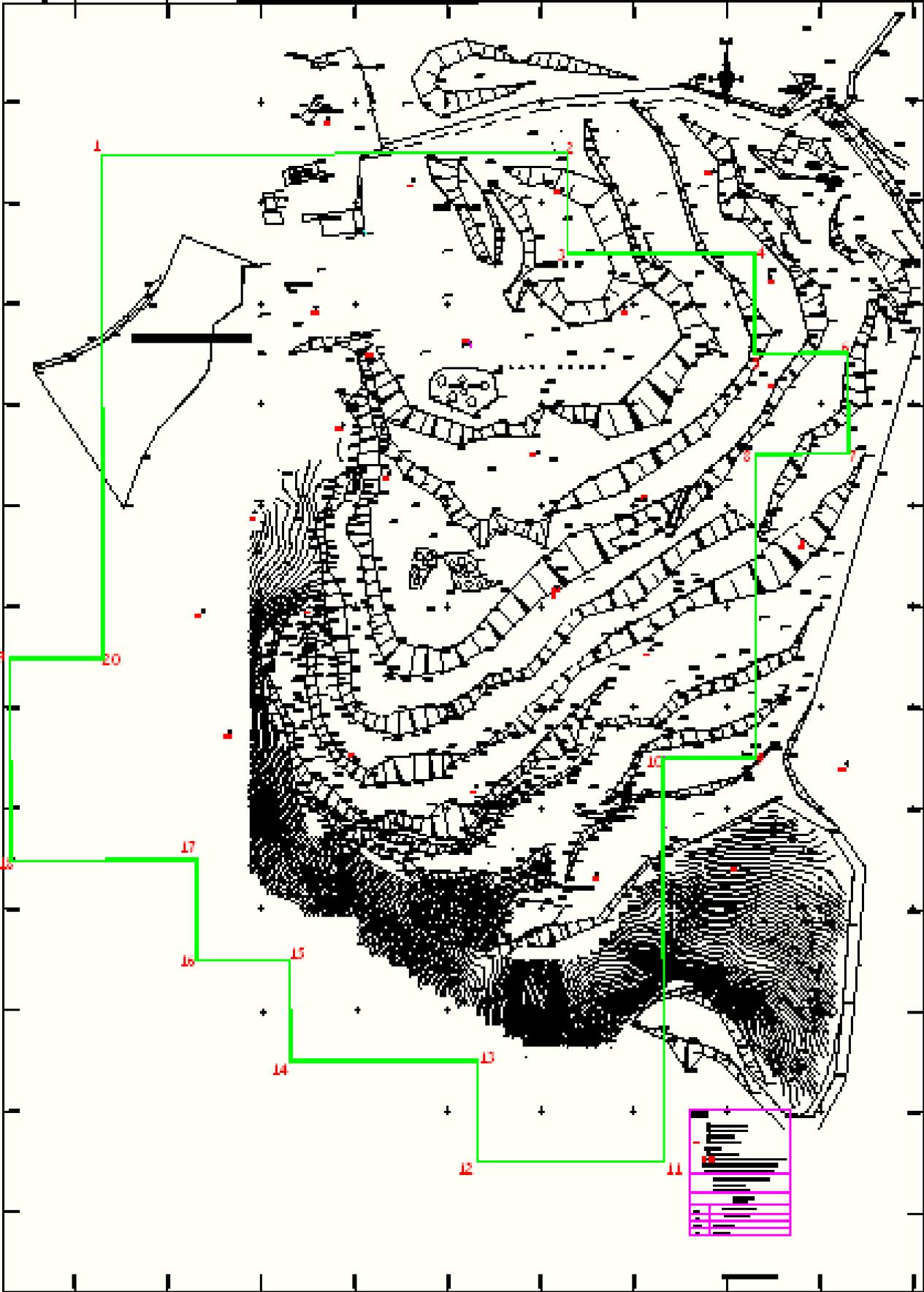


Figure III.8- Plan d'exploitation de la carrière de Meftah.

- **Angle du talus du gradin :**

L'angle des talus est généralement pris égal à 85°.

- **Plate-forme de travail :**

Elle est déterminée en fonction de la taille des engins. La plate forme de la carrière a des dimensions variables, elle est en moyenne de 40m.

- **Longueur du bloc :**

Le gradin est divisé en blocs qui sont par la suite exploités par des moyens d'abattage et de chargement. Le volume du bloc est en fonction de la production, il est en général égal à la capacité d'une volée de tir. Dans la carrière de Meftah la longueur du bloc est variable (80 à 110m).

La longueur du bloc est donnée par la relation : $L_B = V_B/S_1$ (cf. figure III.9), ou bien elle peut être déterminée par :

$$L_B = (N_t - 1) * E$$

V_B : volume des roches à abattre

S_1 : surface latérale du tir = tranche d'enlèvement * (hauteur du gradin/sin α).

N_t : nombre de trous.

E: distance (Espace) entre deux trous.

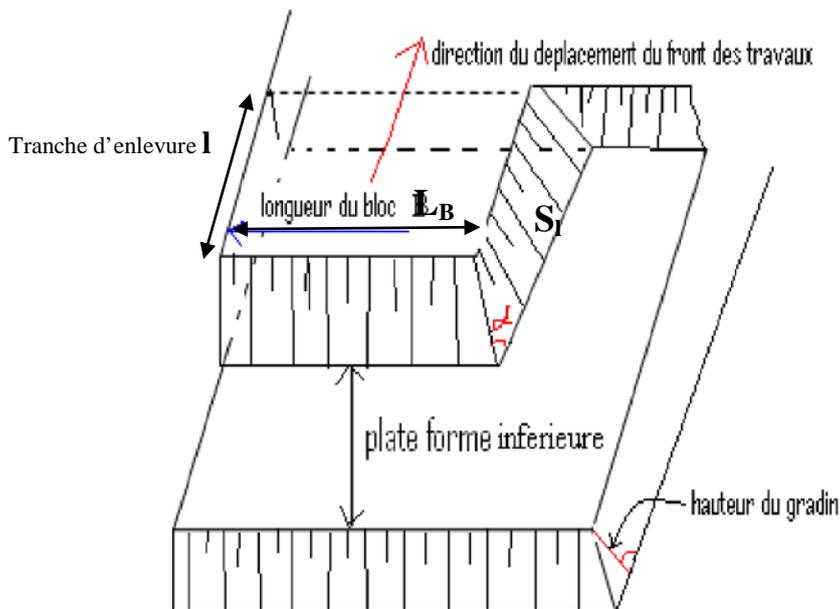


Figure III.9- Eléments du système d'exploitation.

- **Direction du déplacement du front :**

La carrière évolue vers le Sud-Ouest qui est le sens de prolongement du gisement.

• **Abattage :**

L'abattage est l'opération qui consiste à enlever le minerai du sol. Elle peut être réalisée par des excavateurs (bulldozer) pour les roches tendres et semi tendres ou par l'explosif pour les roches dures. Les deux méthodes sont combinées au niveau de la carrière de Meftah. Après chaque tir de mine le bulldozer est utilisé pour la récupération du calcaire des zones fissurées.

Le calcaire de Meftah est fragmenté à l'aide de l'explosif. La méthode utilisée pour cela est l'abattage par tir de mine avec trous à gros diamètres (89mm).

• **La foration :**

La foration des trous est réalisée à l'aide d'une sondeuse et de trois chariots de foration, les chariots sont alimentés en air comprimé par deux compresseurs ATLAS COPCO (20bar) et INGERSOLRAND (21bar). Ces foreuses forent en moyenne 10 trous de mine de 15m de profondeur par jour.

Ces engins de foration sont regroupés dans le tableau III.3.

Engin	Nombre	Marque	Type	Caractéristiques
Chariot de foration	03	ATLAS COPCO	ROC 460 PC	89 mm diamètre
		ATLAS COPCO	ROC 304	
		COMPAIR HOLMAN (à l'arrêt)	VOLTRAC	
Sondeuse	01	ATLAS COPCO	ROC F6	110 mm
Compresseur	03	Ingersol Rand	XRH 875	21 bars
		Ingersol Rand	XRH 750	21 bars
		ATLAS COPCO	XRHS 385	20 bars

Tableau III.3 : Les engins de foration de la carrière de Meftah.

• **Plan de tir :** Le plan de tir utilisé est en général d'une à deux rangées de trous avec une distance entre rangées de 3m (banquette de 3m) et la distance entre trou d'une même rangée étant de 3m aussi (espacement).

1- Diamètre du trou :

Les chariots de foration sont équipés par des tiges ayant des taillants de diamètre 89mm et les cartouches d'explosif utilisées sont de diamètre de l'ordre de 65mm.

2- Inclinaison des trous :

Les trous sont forés dans les gradins avec une inclinaison de 85°. (même inclinaison que le gradin).

3- Sous foration, L_s :

Pour avoir un bon pied de gradin il est conseillé de sous forer, à Meftah la sous foration est égale à 1.5 m, donc $L_s = 1.5m$.

4- La Profondeur du trou, L_{tr} :

La longueur des trous est donnée par la relation suivante :

$$L_{tr} = L_s + (h/\sin 85^\circ).$$

h : hauteur de gradin.

L_s : longueur de sous forage.

En pratique L_{tr} est variable puisque h (hauteur du gradin) varie de 10 à 20 m d'après la position du bloc à tirer.

$$\text{Pour un gradin de 15 m} \rightarrow L_{tr} = 1.5 + \frac{15}{\sin 85^\circ} \rightarrow L_{tr} = 16.5 \text{ m.}$$

5- Bourrage, L_b :

La longueur de bourrage appliqué à Meftah est $L_b = 2,5$ m, La matière de bourrage est constituée principalement par le calcaire (les débris de forage).

6- Longueur de charge, L_{ch} :

Elle est égale à la différence entre la profondeur du trou et la longueur de bourrage

$$L_{ch} = L_{tr} - L_b.$$

Pour un gradin de 15 m, il a été trouvé $L_{tr} = 16.5m$, donc $L_{ch} = 16.5 - 2.5 = 14m$.

7- Banquette, B :

La distance entre la première rangée et le front de taille est $B = 3m$, mis à part les gradins présentant des pieds cette distance sera diminuée.

8- Maille de foration :

Au niveau de la carrière de calcaire de Meftah les trous de mines sont forés avec une maille de foration égale à 9 m^2 ($3m \times 3m$).

• **Type d'explosif :** Les explosifs utilisés sont la marmanit II et l'anfomil. (cf. tableau III.4).

Explosif	Densité	Vitesse de détonation m/s	Volume des gaz L/kg
Marmanit II	0.95	4100	868
Anfomil	0.90	3000	975

Tableau III.4 : Caractéristiques des explosifs utilisés à Meftah.

Marmanit II

Sous forme de cartouche ; Diamètre =65mm
 Longueur =50cm
 Poids =2,5kg

Anfomil

Elle est sous forme de poudre (sac de 25 Kg).
 La consommation spécifique d'explosifs est égale à 100 g/tonne. La quantité d'explosifs utilisée pour les tirs est égale généralement à 5000 kg. On utilise des charges continues avec 67% de marmanit et 33% d'anfomil.
 Le raccordement est réalisé à l'aide du cordeau détonant de 12g et des DMR de 20 ms entre chaque 4 trous.

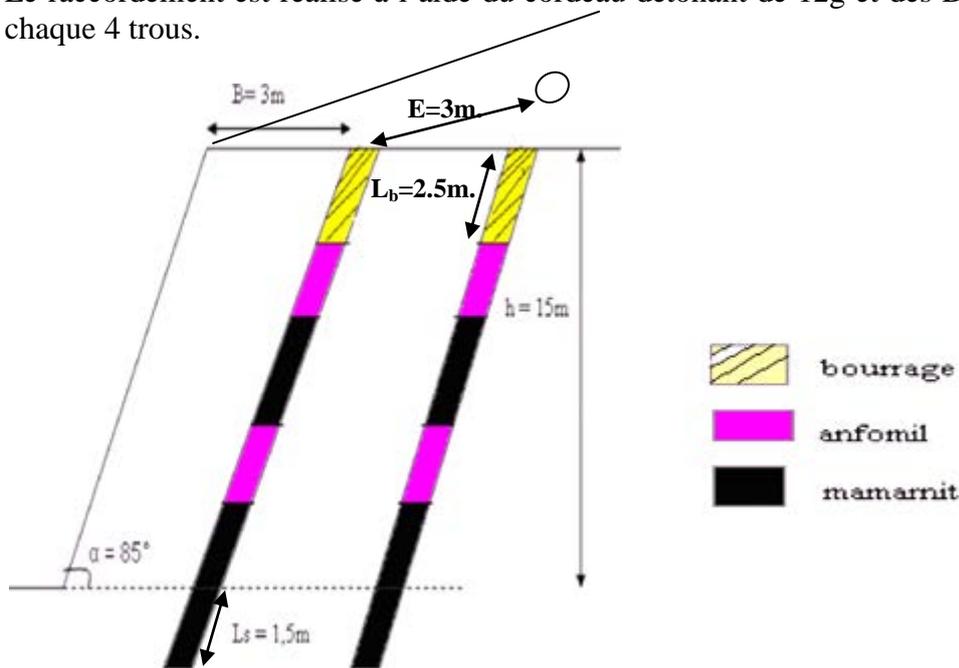


Figure III.10- schéma du plan de tir.

B : banquette.
 h: hauteur du gradin.
 E : espacement entre deux trous.
 α : angle d'inclinaison.

• **Emploi du bulldozer :** Après le tir, le bulldozer est utilisé pour nettoyer la piste et faciliter le déplacement ainsi que le travail de la chargeuse et des dumpers. L'emploi du bulldozer a pour but de dégager le pied du gradin et rendre la plate forme uniforme afin de faciliter les travaux de transport et de chargement. Il est aussi utilisé pour la fragmentation des premiers mètres du front du gradin fissuré et friable à cause des effets de l'explosion. Les bulldozers employés sont le bull CAT D10R, et le bull KOMATSU D375A.

6- Chargement : [70]

Le chargement de la matière du front de taille est assuré par des chargeuses sur pneu de capacité de godet du 8,3m³ et 9 m³. Ce type de chargeuse offre l'avantage d'être mobile ce qui permet un déplacement rapide d'une plate forme de chargement à l'autre. Les chargeuses utilisées sont de type **Caterpillar 990 II** et **Komatsu WA700** (cf. Tableau III.5).

Chargeuse	Nombre	Type	Capacité
CATERPILLAR	01	990-II	8.3m ³ .
KOMATSU	01	WA700	9.0m ³ .

Tableau III.5 : Les engins de chargement de la carrière de Meftah.

7- Transport : [70]

Le calcaire est transporté du front de taille vers l'atelier de concassage à l'aide de dumpers de carrière de charge utile de 32 à 41 tonnes. A Meftah, il y a cinq (5) Dumpers Caterpillar 769C, six (6) Dumpers Caterpillar 771D et trois Dumpers Komatsu HD325 comme le montre le tableau III.6 suivant :

Engins	Nombre	Capacité (tonnes)	Puissance (CV)
CATERPILLAR 771D	6	32 - 41	517
CATERPILLAR 769C	5	35	456
KOMATSU HD 325	3	35	508

Tableau III.6 : Les engins de Transport disponible à la carrière de Meftah.

Le nombre de Dumper par chargeuse est donné par la formule :

$$N = \frac{[0.5 * L(\frac{60}{V_c} + \frac{60}{V_v}) + Td]}{T_{cht}} + 1 \quad \text{Ou} \quad N = \frac{[0.5(Tc + Tv) + Td]}{T_{cht}} + 1$$

V_c et V_v étant les vitesses du camion chargé et à vide respectivement.

T_c et T_v Durée de parcours du Dumper chargé et à vide respectivement entre le concasseur et le lieu de chargement.

T_d et T_{cht} temps de déchargement et de chargement respectivement :

L : Distance entre le concasseur et le lieu de chargement.

$N= 4$ Dumpers par chargeuse à Meftah.

Le calcaire de Meftah est transporté du front de taille vers l'atelier de concassage à l'aide de 4 dumpers Caterpillar par chargeuse qui sont mis en service parmi ceux qui sont disponibles à la carrière.

8- Préparation mécanique (Concassage) : [70]

Il existe trois (3) concasseurs au niveau de l'entreprise. Le *concasseur birotor FCB* avec un débit horaire de 450T/H et une puissance de 2x400KW est destiné pour le concassage du tuf et du calcaire. Le *concasseur birotor KHD* avec un débit horaire de 1000T/H et une puissance de 2x1000KW est destiné pour le concassage du calcaire uniquement. Les diamètres des blocs pour ces deux concasseurs à l'entrée et à la sortie sont respectivement 0/1m et 0/30mm. Le troisième, le *concasseur Hazemag*, concasseur à percussion (mono rotor) a un débit de 250T/H et une puissance de 400KW, il est utilisé pour concasser les ajouts (argile, minerai de fer, sable). Les blocs sont de 0/350mm à l'entrée et de 0/25mm à la sortie du concasseur.

concasseur	Marque	Type	Débit tonnes/heure	D max entrée bloc (m ³)
FCB	DRAGON	DUO 6BS	450	1
KHD	KHD HUMBOLDT Wedag	1-IDS 2000x2520	1000	1

Tableau III.7 : les caractéristiques des concasseurs FCB et KHD de la carrière de Meftah.

9- Production : [70]

La production annuelle de calcaire est de 850 000 tonnes. Pour réaliser cet objectif la carrière fonctionne comme suit (cf. Tableau III.8).

Nombre de jours ouvrables par an	$N_{ja} = 275j/an$
Nombre de jours ouvrables par semaine	$N_{js} = 5.5j/semaine$
Nombre de postes par jour	$N_{pj} = 2p/j$ sauf le jeudi 1 poste
Nombre de postes par an	$N_{pa} = 528 p/an$
Nombre d'heures par poste	$N_{hp} = 7h/p$

Tableau III.8 : Ouvrabilité de la carrière de Meftah.

10- Organisation : [70]

Pour assurer le bon fonctionnement de la carrière de calcaire, le personnel est réparti en équipes postées en 2 fois 7 suivant :

- 2 équipes de sondeurs et mineurs pour la foration des trous de mine et préparer le tir de mine à l'explosif.
- 2 équipes constituées :

De conducteurs d'engins pour assurer, l'abatage, le chargement, et le transport du calcaire et du personnel qui assure la marche des ateliers de concassage.

L'entretien et la réparation du matériel roulant de la carrière sont assurés par le département Entretien du matériel roulant (E M R).

L'entretien et la maintenance des ateliers de concassage calcaire sont assurés par le département de maintenance de l'usine.

L'organisation du travail à Meftah se fait selon le cyclogramme (cf. tableaux III.9 et III.10).

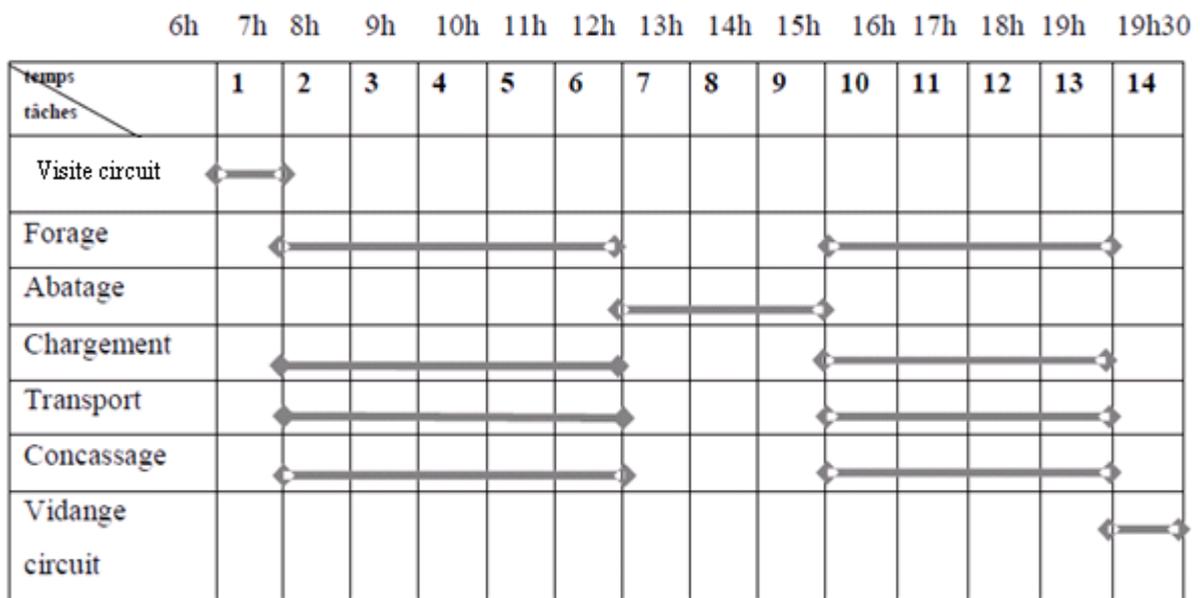


Tableau III.9 : Diagramme d'organisation du travail pour une journée de travail avec minage.

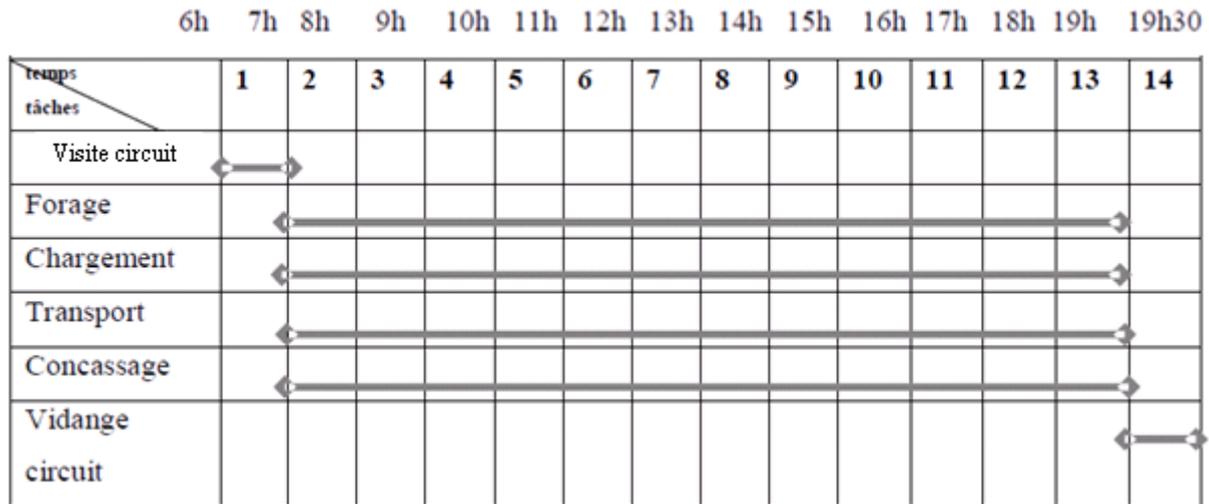


Tableau III.10 : Diagramme d'organisation du travail pour une journée de travail sans minage.

←→ Représentation des tâches

On remarque que toutes les tâches sont faites en continue pour les deux postes de travail. Sauf pour les jours où il y a l'abattage, on observe un arrêt total des travaux dans la carrière pour assurer la sécurité du personnel ainsi que du matériel lors du minage. Aussi, le travail ne s'arrête pas entre midi et 13 heures, car le remplacement du personnel se fait sans rupture. On remarque aussi que la durée de poste est de 7 heures mais les matériels travaillent 6 heures par poste.

11- Conclusion :

A l'issue des travaux géologiques qui ont été accomplis par la firme canadienne WATTS GRIFFIS & McOUAT LIMITED, le gisement de calcaire reconnu est important et est en mesure de fournir du calcaire de bonne qualité pour les besoins de la cimenterie de Meftah qui l'exploite avec un taux de production annuel de l'ordre de 850 000 tonnes.

On constate que la région 1 du gisement, objet de cette étude, est un calcaire de forme lenticulaire constitué de calcaire franc à haute teneur de CaO et reposant sur du calcaire gréseux à faible teneur en CaO. Ce dernier repose sur de l'argile gréseuse (siliceuse). Ce calcaire présente des fissures, ce qui le rend perméable. Vu que ce dernier repose sur de l'argile, il est évident que cette argile soit humide voire saturée.

Chapitre IV

ETUDE DE STABILITE DES TALUS DE LA CARRIERE DE MEFTAH.

Résumé :

Le présent chapitre traite l'étude de stabilité des talus de la carrière de Meftah en utilisant le logiciel C, qui représente un moyen très simple et très efficace pour l'étude de stabilité des pentes et cela en se servant des données disponibles concernant ce gisement de calcaire.

1- Introduction :

Le calcul de la stabilité des talus revient à déterminer le facteur de sécurité des gradins. Pour cela, il est nécessaire en premier lieu, de déterminer les propriétés physico-mécaniques du massif rocheux de Meftah. Une fois les propriétés physico-mécaniques déterminées, il sera possible de construire un modèle en 2 dimensions ainsi qu'en 3 dimensions du gisement. Ce qui permettra de calculer le facteur de sécurité à l'aide du logiciel C avec les méthodes choisies.

2- Détermination des propriétés physiques du calcaire de Meftah :

Les essais de détermination des propriétés physiques du calcaire de Meftah ont été effectués au laboratoire par la firme canadienne WATTS, GRIFFIS & Mc OUAT LIMITED.

2.1. Le poids volumique à l'état sec γ_d : [71]

Le poids volumique à l'état sec est déterminé par la formule suivante :

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_s} \quad [\text{kN/m}^3]$$

Où P_s : Poids de l'échantillon à l'état sec.

V_s : Volume de l'échantillon à l'état sec.

Pour cela, chaque échantillon a été mis dans une éprouvette cylindrique dont sa hauteur est (h) et son diamètre est (d). Cet échantillon a été placé dans une étuve à une température de 110° durant 24 heures. Après, l'échantillon a été pesé à l'état sec pour avoir la masse sèche (M_s).

A partir de ces données, le poids sec a été tiré par la formule suivante :

$$P_s = M_s \cdot g \quad \{M_s : \text{masse sèche de l'échantillon en kg.}$$

$$\{g : \text{accélération de la pesanteur} = 9,81 \text{ m/s}^2.$$

$$V_s = \pi \cdot d^2 \cdot h / 4 \quad \{d : \text{diamètre de l'éprouvette en m.}$$

$$\{h : \text{hauteur de l'éprouvette en m.}$$

Le poids volumique à l'état sec du calcaire de Meftah est $\gamma_d = 24.1 \text{ kN/m}^3$.

2.2. Le poids volumique humide γ_h : [71]

Un échantillon de calcaire de masse totale $M_T = 140\text{g}$, a été placé dans une tare pour le sécher dans une étuve à une température de l'ordre de 110° durant 24 heures. Une mesure de la masse sèche de l'échantillon est trouvée égale à $M_s = 129.4\text{g}$.

Chapitre IV : Calcul de la stabilité des talus de la carrière de Meftah

La masse en eau M_w peut être déduite par : $M_w = M_T - M_s \rightarrow M_w = 10.6g$.

La teneur en eau est le rapport entre la masse en eau d'un échantillon et la masse des grains solide de ce dernier. Donc $W = \frac{M_w}{M_s} * 100 \rightarrow W = 8.2\%$.

Connaissant le poids volumique sec du calcaire de Meftah $\gamma_d = 24.1 \text{ kN/m}^3$, il est possible de déterminer le poids volumique naturel ou humide de ce calcaire grâce à la formule suivante :

$$\gamma_h = (1+W) \gamma_d$$

Finalement, il a été trouvé $\gamma_h = 26.07 \text{ kN/m}^3$.

Le poids volumique naturel du calcaire de Meftah se situe dans l'intervalle donné pour les roches carbonatées (calcaire) et est cohérent avec ce qui a été présenté par Hoek et Bray en 1981 comme le montre le tableau IV.1 ci-dessous :

Type de roche	Poids Volumique (kN/m ³)
Roches ignées (granite, basalte).	25-30
Roches métamorphiques (quartzite, gneiss)	25-28
Roches sédimentaires dures (Calcaire, Dolomie, Grès).	23-28
Roches sédimentaires friables (Charbon, Craie, schiste argileux).	17-23

Tableau IV.1 : Valeur typiques de poids volumiques et des caractéristiques mécaniques de certains types de roches (d'après Hoek and Bray 1981) [31].

2.3. L'indice d'altération i : [8]

Après avoir eu la masse sèche de l'échantillon de calcaire M_s , ce même échantillon a été immergé dans l'eau distillée pendant 24 heures pour qu'il soit pesé juste après afin d'avoir la masse saturée, M_{sat} .

A partir de ces deux données, l'indice d'altération a été calculé avec la formule suivante :

$$i = \left(\frac{M_{sat} - M_s}{M_s} \right) \times 100\%$$

Où M_s : Masse sèche de l'échantillon de calcaire.

M_{sat} : Masse saturée de l'échantillon de calcaire.

L'indice d'altération du calcaire de Meftah est $i = 6\%$.

2.4. La porosité n: [71]

C'est le rapport du volume des vides V_v de l'échantillon de calcaire au volume total de cet échantillon V_t :

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100\%$$

La porosité du calcaire de Meftah est $n = 8.34 \%$.

La porosité du calcaire de Meftah se situe dans l'intervalle donné pour les roches calcaires et est cohérente avec ce qui a été présenté par Farmer en 1968 comme le montre le tableau IV.2 ci-dessous :

Roche (pierre)	Porosité (%)
Granite	00.5-1.50
Gabbro	00.1-0.20
Rhyolite	4.00-4.60
Andésite	10.0-15.0
Basalte	0.10-1.00
Grés	5.00-25.0
Schiste	10.0-30.0
Calcaire	5.00-20.0
Dolomite	1.00-5.00
Gneiss	0.50-1.50
Marbre	0.50-2.00
Quartzite	0.10-0.50
Ardoise	0.10-0.50

Tableau IV.2 : Intervalles de porosité de plusieurs roches communes (d'après Farmer E, 1968 ; In Winkler E.M, 1994).

2.5. La célérité des ondes acoustiques V_L : [8]

Grace à la vitesse des ondes acoustiques qui traverse un échantillon de calcaire de Meftah, il sera possible d'avoir un indice de continuité de ce calcaire. A cet égard il faudrait utiliser un appareil à ultrason qui mesure la vitesse des ondes longitudinales. Le principe de cet essai non

destructif, consiste à placer un échantillon cylindrique d'une longueur (h en m) entre un émetteur et un récepteur, ensuite il suffira de lire directement le temps (t en s) parcouru par l'onde dans cet échantillon.

La vitesse est définie par la formule suivante :

$$V_L = \frac{h}{t} \text{ [m/s]}$$

La vitesse de l'onde longitudinale traversant le calcaire de Meftah est **$V_L = 4200 \text{ m/s}$** .

2.6. L'indice de continuité I_c : [8]

Cet indice est calculé à partir de la vitesse des ondes acoustiques V_L , mesurée précédemment et celle qui a été calculée théoriquement V_{L^*} .

La formule utilisée pour la détermination de cet indice est :

$$I_c = (V_L / V_{L^*}) \times 100\%$$

Pour les roches calcaires la valeur de V_{L^*} est de **6000 m/s** .

$V_L = 4200 \text{ m/s}$, a été mesurée auparavant.

L'indice de continuité du calcaire de Meftah est **$I_c = 70\%$** .

2.7. Indice de discontinuité du massif rocheux: [71]

Cet indice est égal à la distance moyenne entre les discontinuités. Il est donné par la formule suivante :

$$ID = \frac{L}{n}$$

Avec : n est le nombre de discontinuités sur une distance L du massif.

Une mesure sur l'ensemble de la carrière a été effectuée par la firme canadienne WATTS, GRIFFIS & Mc OUAT LIMITED ce qui a donné **$ID = 0.34 \text{ m}$** (34 cm).

On se référant au tableau I.2 en p20 (chapitre I propriétés physico-mécaniques des roches) qui donne une classification des roches en fonction des valeurs des indices de discontinuités, on peut dire que la densité de discontinuité dans la carrière de Meftah est moyenne (classe ID 3).

3- Détermination des propriétés mécaniques du calcaire de Meftah :

Pour connaître les propriétés de résistance du calcaire de Meftah, il a suffi d'utiliser des essais destructifs avec des presses d'une capacité très élevée.

Les essais mécaniques effectués sur des échantillons de calcaires ont été proposés par la firme canadienne WATTS, GRIFFIS & Mc OUAT LIMITED et ont porté sur la détermination de la résistance à la compression simple.

3.1. Résistance à la compression, R_c : [71]

L'essai a été réalisé avec une presse hydraulique. L'éprouvette cylindrique utilisée pour cet essai est de diamètre $D = 40$ mm et d'une longueur $L = 40$ mm. Or l'essai doit être réalisé avec une éprouvette cylindrique dont l'élancement entre la longueur L et le diamètre D de cette dernière doit être compris dans l'intervalle $[2, 2.5]$, par conséquent cet essai effectué est non-normalisé.

La formule utilisée pour la détermination de R_c est la suivante :

$$R_c = \frac{F}{S} \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

Où F : effort (charge) maximale atteinte (juste avant la rupture) en kgf.

S : section ou surface sur laquelle on applique l'effort F en cm^2 .

Vue le gisement de calcaire de Meftah qui est constitué de mélange de calcaire franc (couche 3C) et de calcaire gréseux (Couches 3B et 3A), l'opérateur a pris 5 échantillons de chacune des couches 3C et 3B par contre pour la couche 3A, 3 échantillons seulement ont fait l'objet d'essai. [72].

Pour chaque échantillon, il a été déterminé la résistance à la compression qui permettra de déterminer une valeur moyenne pour chaque couche de calcaire ainsi qu'une moyenne globale pour le calcaire de Meftah, comme le montre le tableau IV.3 suivant :

couche de laquelle est issu l'échantillon	Résistance à la compression ; Rc (kgf/cm ²)
3A	260,21
	254,64
	239,92
Moyenne	251,6
3B	294,43
	164,72
	225,99
	105,03
	134,08
Moyenne	184,9
3C	194,03
	316,32
	114,19
	238,73
	228,38
Moyenne	218,3
Moyenne Globale	205,4

Tableau IV.3 : les valeurs moyennes de la résistance à la compression des 3 couches de calcaire de Meftah.

3.2. La cohésion et l'angle du frottement interne:

Vue l'absence de l'essai de cisaillement pour les roches concernées, la détermination de la cohésion et de l'angle du frottement interne du calcaire de Meftah est faite en passant par le critère de Hoek et Brown qui a été présenté auparavant (chapitre I : Les propriétés physico-mécaniques des roches), en utilisant la formule suivante :

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

Pour les paramètres A, B et T, on utilisera les paramètres empiriques proposés par Hoek et Brown en cas d'absence de mesures in situ comme, pour le cas du calcaire de Meftah, les valeurs des paramètres A, B et T utilisées sont les suivantes :

$$A = 0,198, B = 0,662, T = - 0,0007.$$

L'équation s'écrit donc pour le calcaire de Meftah : $\tau = 0,198.R_c \left(\frac{\sigma_N}{R_c} + 0,0007 \right)^{0,662}$

Après avoir utilisé ce critère, l'enveloppe de rupture par cisaillement selon le critère de Hoek et Brown permettra de déterminer les valeurs de la cohésion C en lisant la valeur au point d'intersection de la droite tangente à chaque courbe non linéaire avec l'axe des contraintes tangentielles τ ; par contre l'angle de frottement interne φ est déterminé en calculant le coefficient de chaque droite tangente (cf. figure IV.1). Les valeurs de C et φ de chaque couche sont données dans le tableau IV.4.

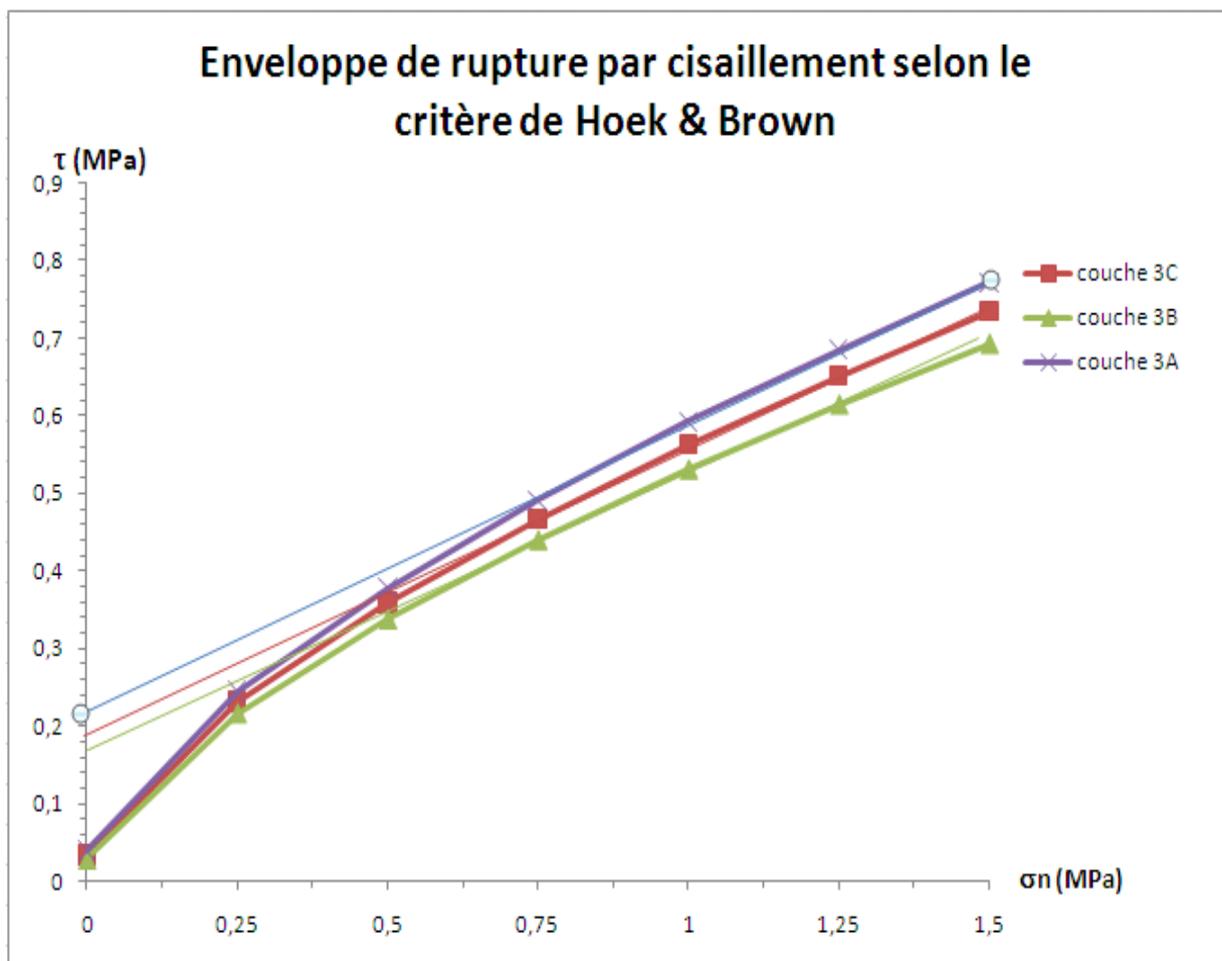


Figure IV.1- Enveloppe de rupture par cisaillement selon le critère de Hoek et Brown.

Couche	Cohésion	Angle du frottement interne
3C	C = 183 kPa	$\varphi = 22^\circ$
3B	C = 163 kPa	$\varphi = 21^\circ$
3A	C = 218 kPa	$\varphi = 23^\circ$

Tableau IV.4 : Cohésion et angle du frottement interne de chaque couche de calcaire de Meftah.

4- Détermination des caractéristiques de l'argile de Meftah :

Pour la réalisation de cette étude, il a été nécessaire de connaître les caractéristiques physico-mécaniques de la couche d'argile sur laquelle repose le calcaire de Meftah. Vu l'absence de mesure in situ, il a fallu rechercher dans la bibliographie les caractéristiques de l'argile de Blida et cela en se référant aux travaux qui ont été effectués par DJEBROU [20]. Les valeurs des paramètres principaux sont données ci-dessous :

- Le degré de saturation est $S_r = 97.4\%$.
- La teneur en eau est $W = 30.06\%$.
- La cohésion est $C = 9 \text{ kPa}$.
- L'angle du frottement interne est $\varphi = 12.3^\circ$.
- Le poids volumique naturel est $\gamma = 11.8 \text{ kN/m}^3$.

5- Calcul de la stabilité des talus de la carrière de Meftah :

Cette étude de stabilité a pour but d'étudier le glissement de terrain qui a eu lieu le 11 décembre 2010, à la carrière de Meftah et qui a touché tout les gradins d'exploitation. Une visite du site a été effectuée afin d'observer les dimensions du glissement. Les figures suivantes (de IV.2 à IV.4) montrent l'état des lieux après cette rupture. Le glissement est du type rotationnel.



Figure IV.2- limite amont du glissement (en crête de la carrière de Meftah).

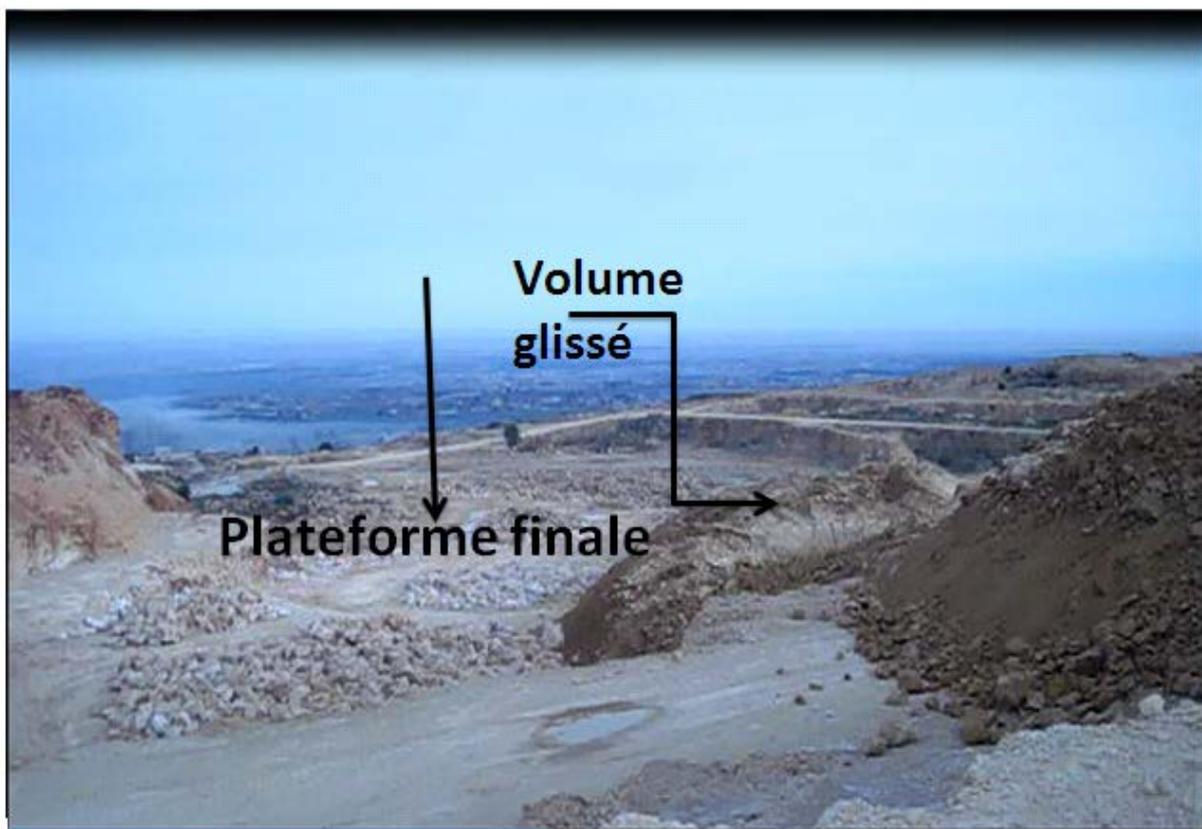


Figure IV.3- limite aval du glissement (dans la plateforme finale de la carrière de Meftah).

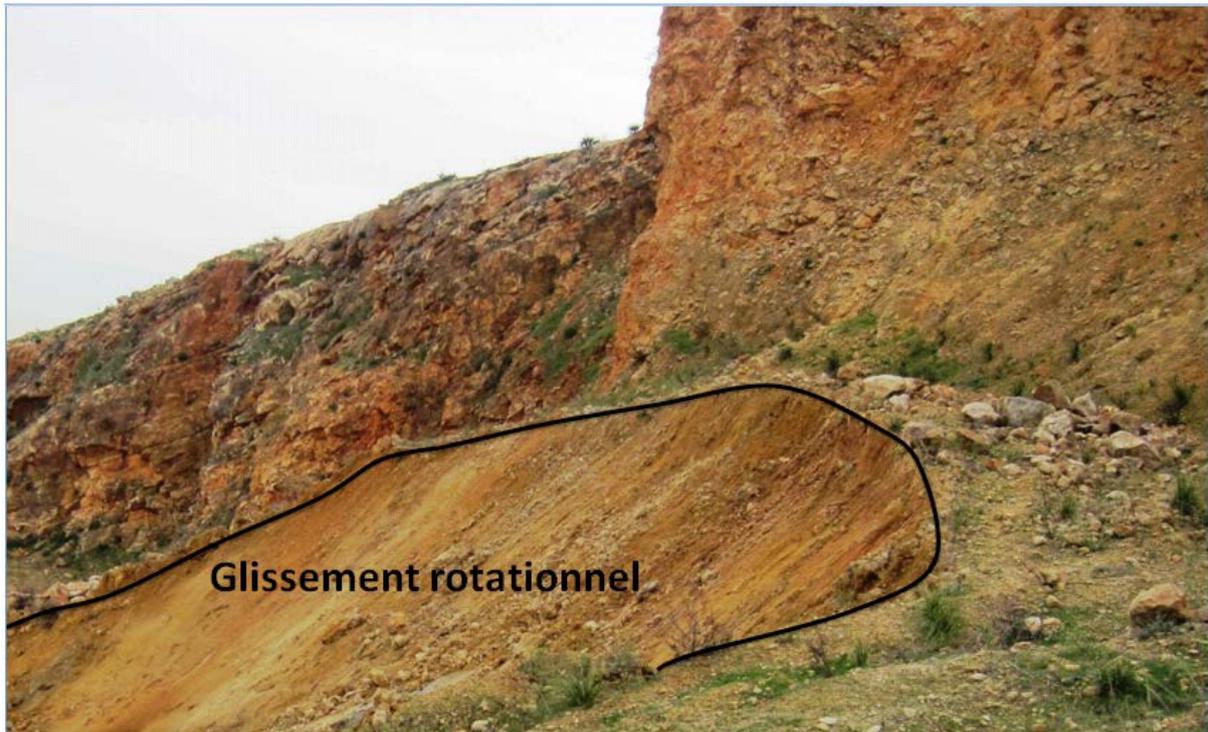


Figure IV.4- Loupe de glissement rotationnel en crête de la carrière de Meftah.

Suite à cette rupture observée à la carrière de Meftah un calcul de stabilité des talus de cette dernière est fait en utilisant le logiciel C. Il est particulièrement bien adapté aux problèmes de rupture de talus et permet de déterminer le facteur de sécurité en deux dimensions ainsi qu'en trois dimensions (calcul 2D et 3D).

Ce dernier est basé sur les quatre méthodes des tranches qui sont :

- Méthode de Bishop simplifiée.
- Méthode de Janbu.
- Méthode de Spencer.
- Méthode de Morgenstern-Price.

Pour le cas des talus de la carrière de Meftah, l'étude se limitera aux deux premières méthodes (Bishop simplifiée et Janbu).

Afin de réaliser cette étude, il a fallu se servir du plan topographique de la carrière de Meftah qui a été réalisé le 25 octobre 2009, où figurent les sondages réalisés dans la carrière. A l'aide de ces données, un modèle du gisement de Meftah a été construit en se basant sur une seule coupe géologique dans la direction (NO-SE) de l'axe de glissement de terrain (cf. figure IV.5).

Vue l'absence totale des caractéristiques physico-mécaniques de l'argile gréseuse sur laquelle repose le gisement de calcaire de Meftah, et sachant que la détermination des caractéristiques mécaniques du calcaire de Meftah s'est déroulé selon une procédure non-normalisée ; il est

évident que le modèle construit avec le logiciel C n'est qu'un modèle très simplifié par rapport au modèle réel.

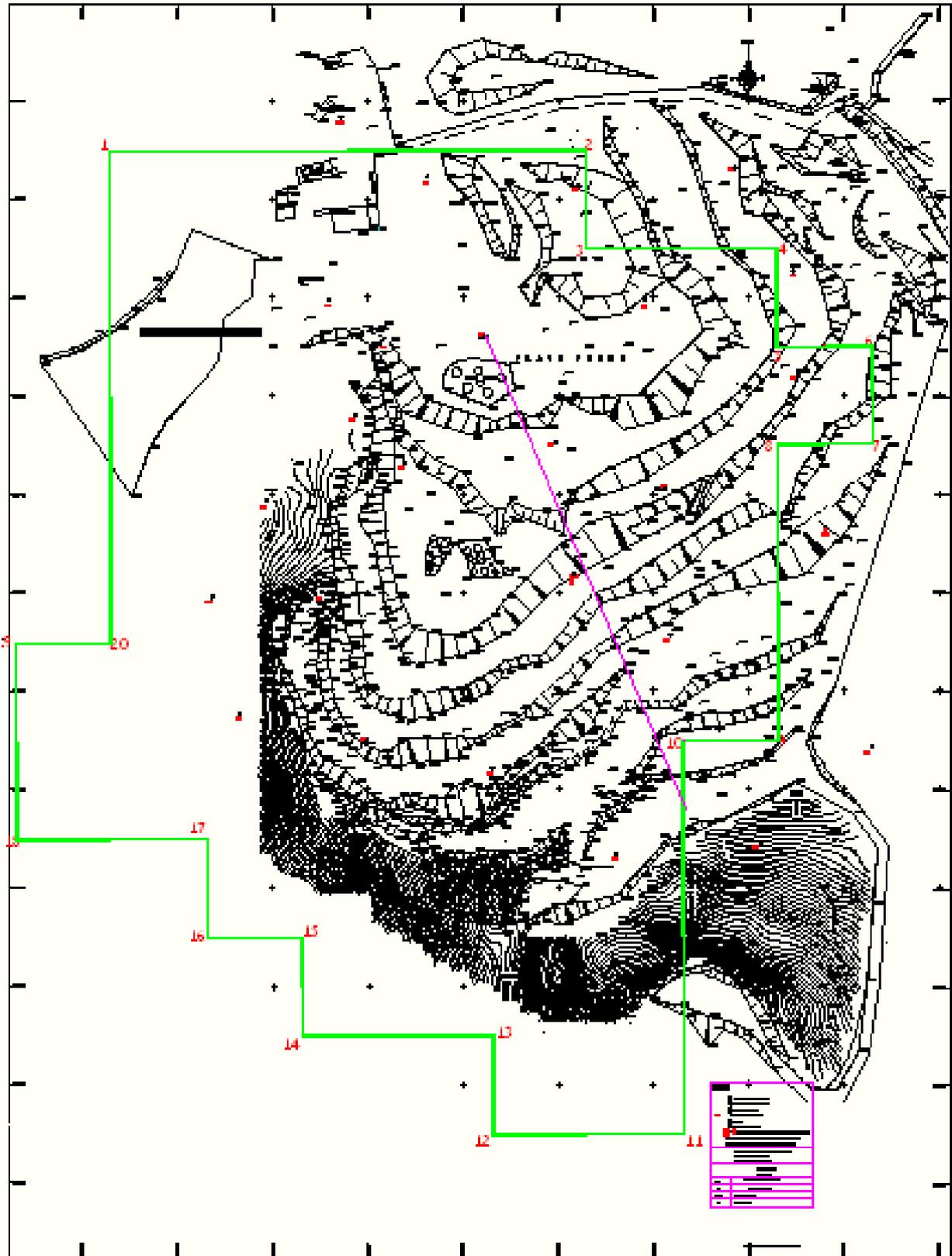


Figure IV.5- Plan topographique de la carrière de Meftah.

5.1. Calcul bidimensionnel (2D):

Pour la détermination du coefficient de sécurité F_s des talus de la carrière de Meftah, il a fallu relevé les épaisseurs de chaque couche de calcaire dans les sondages figurants dans le plan topographique de la carrière ainsi que des caractéristiques physiques et mécaniques disponibles (cf. tableau IV.5).

Couche	Poids volumique naturel	Cohésion	Angle du frottement interne
Calcaire 3C	$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$	$C = 183 \text{ kPa}$	$\phi = 22^\circ$
Calcaire 3B	$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$	$C = 163 \text{ kPa}$	$\phi = 21^\circ$
Calcaire 3A	$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$	$C = 218 \text{ kPa}$	$\phi = 23^\circ$
Argile gréseuse	$\gamma = 11.8 \text{ kN/m}^3$	$C = 9 \text{ kPa}$	$\phi = 12.3^\circ$

Tableau IV.5 : les caractéristiques du gisement de Meftah nécessaire pour la construction du modèle.

Le modèle ainsi construit en 2D du gisement de calcaire de Meftah est représenté dans la figure IV.6 suivante :

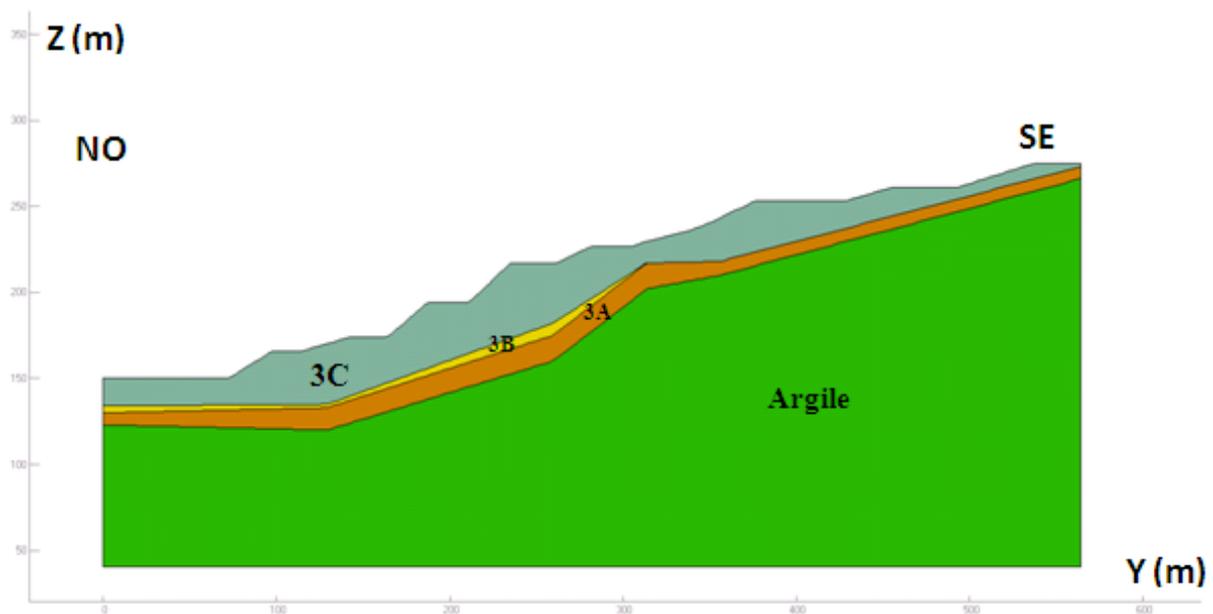


Figure IV.6- Modèle en 2D du gisement de calcaire de Meftah (coupe centrale selon l'axe de glissement NO-SE).

Le calcul du coefficient de sécurité est fait selon les deux méthodes citées auparavant (Bishop et Janbu). Pour cela, il a été considéré que le calcaire ainsi que l'argile de Meftah sont des matériaux de Coulomb.

Méthode de Bishop simplifiée :

- Le coefficient de sécurité obtenu avec la méthode de Bishop simplifiée est de l'ordre de $F_s = 1.29$, avec un plan tangent à la surface de glissement se trouvant à la côte $Z = 108\text{m}$; comme le montre la figure IV.7 suivante :

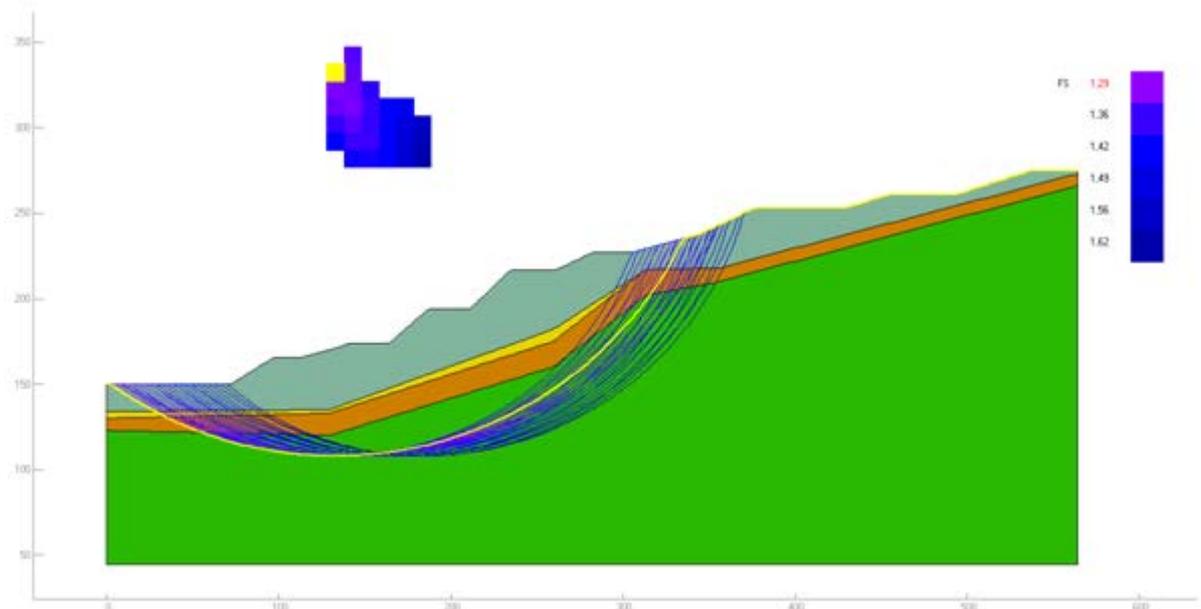


Figure IV.7- Calcul du coefficient de sécurité en 2D avec la méthode de Bishop simplifiée.

Méthode de Janbu:

- Le coefficient de sécurité obtenu avec la méthode de Janbu est de l'ordre de $F_s = 1.15$, avec un plan tangent à la surface de glissement se trouvant à la côte $Z = 105\text{m}$, comme le montre la figure IV.8 suivante :

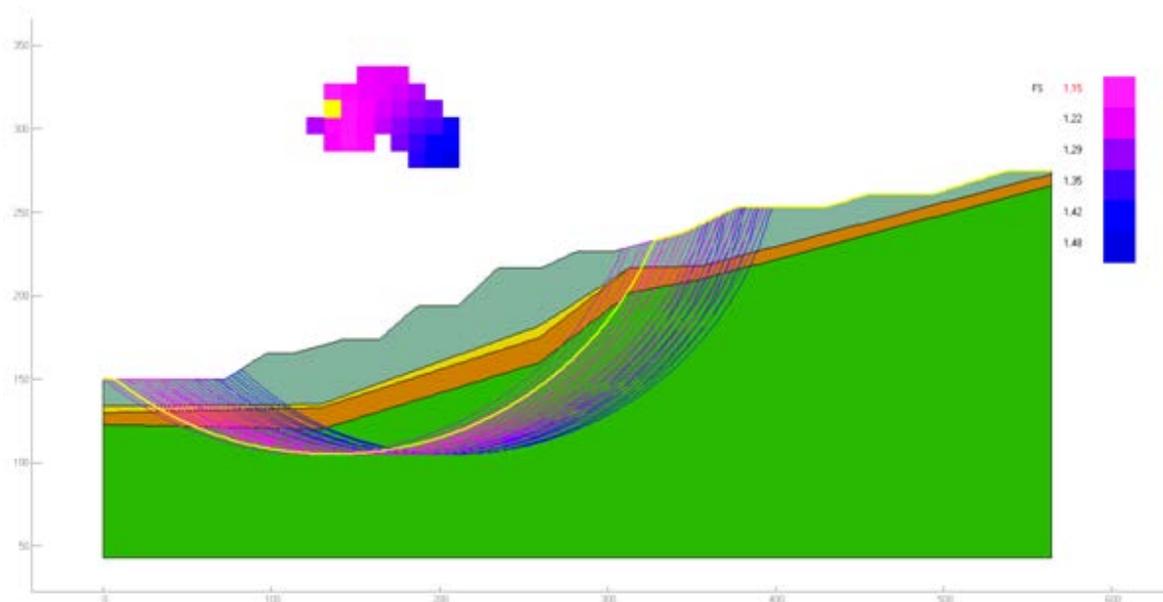


Figure IV.8- Calcul du coefficient de sécurité en 2D avec la méthode de Janbu.

5.2. Calcul tridimensionnel (3D):

A la suite des calculs bidimensionnels, un calcul tridimensionnel a été effectué en prenant une coupe longitudinale (dans le sens du glissement) identique à celle de 2D et étendue de 400 m (extension latérale supposée du glissement). Ce modèle en trois dimensions du gisement de calcaire de Meftah obtenu est représenté dans la figure IV.9- suivante :

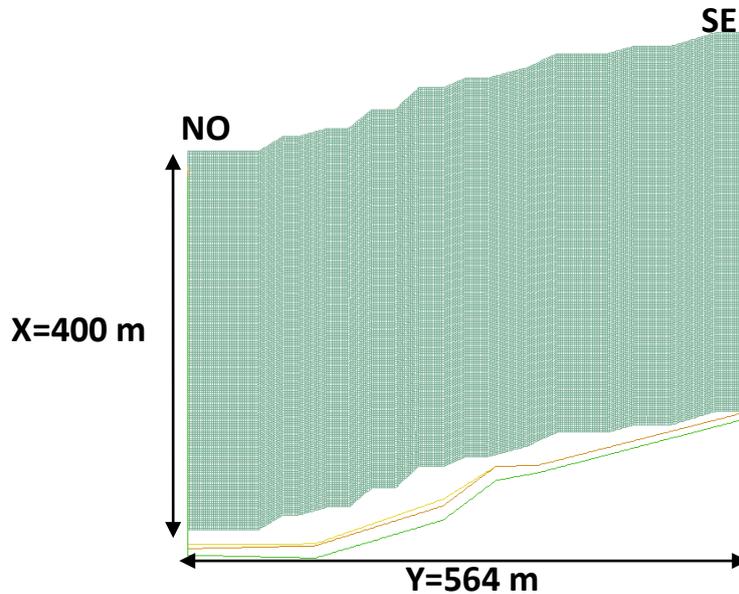


Figure IV.9- Modèle 3D du gisement (extension de la coupe longitudinale de 400m).

Avec les mêmes hypothèses du calcul bidimensionnel, les calculs 3D ont été menés en considérant des matériaux de Coulomb pour la méthode de Bishop simplifiée et de Janbu.

Méthode de Bishop simplifiée:

- Le coefficient de sécurité obtenu avec la méthode de Bishop simplifiée est de l'ordre de $F_s = 1.50$, avec un plan tangent à la surface de glissement se trouvant à la côte $Z = 100\text{m}$; comme le montre la figure IV.10- suivante :

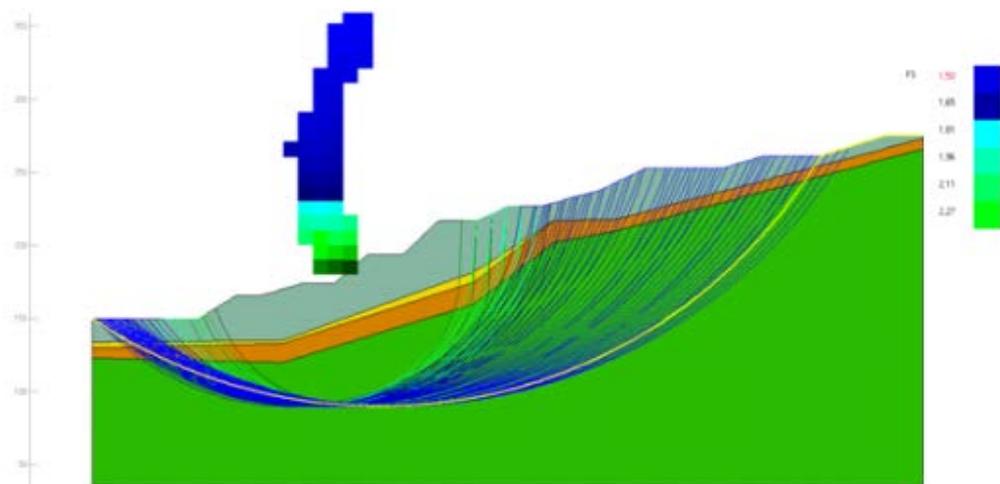


Figure IV.10- Calcul du coefficient de sécurité en 3D avec la méthode de Bishop simplifiée.

Méthode de Janbu:

- Le coefficient de sécurité obtenu avec la méthode de Janbu est de l'ordre de $F_s = 1.36$, avec un plan tangent à la surface de glissement se trouvant à la côte $Z = 90\text{m}$; comme le montre la figure IV.11- suivante :

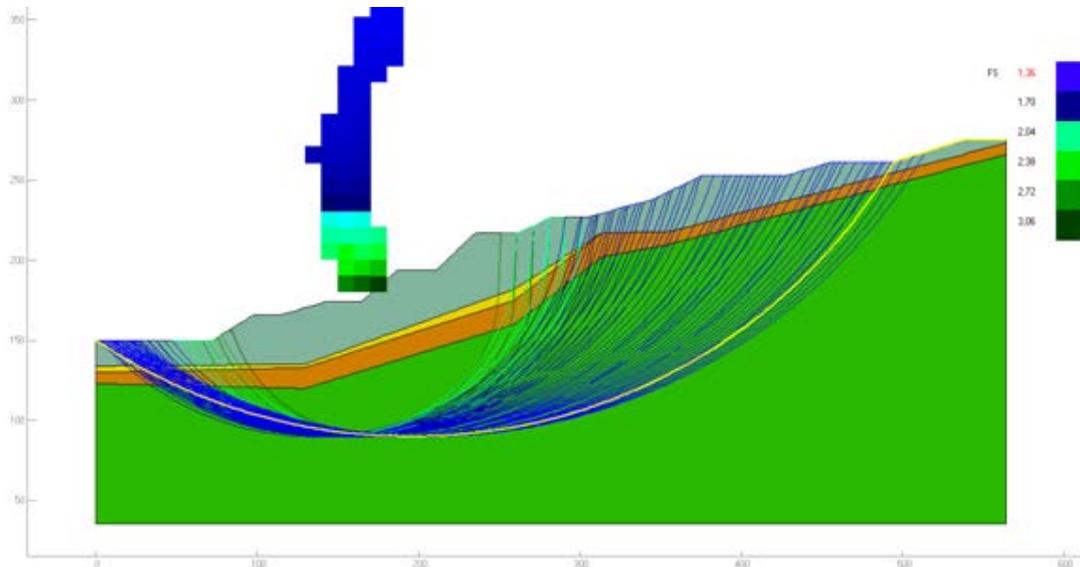


Figure IV.11- Calcul du coefficient de sécurité en 3D avec la méthode de Janbu.

5.3. Interprétation des résultats:

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau récapitulatif suivant (cf. tableau IV.6) :

Méthode	F_s (2D)	F_s (3D)	Différence de F_{2D} et F_{3D} de la même méthode.
Bishop simplifiée.	$F_s = 1.29$ Z = 108 m	$F_s = 1.50$ Z = 100 m	16%
Janbu.	$F_s = 1.15$ Z = 105 m	$F_s = 1.36$ Z = 90 m	18%
Différence 2D Bishop/Janbu.	12%		
Différence 3D Bishop/Janbu		10%	

Tableau IV.6 : Les résultats de calcul du facteur de sécurité selon les deux méthodes utilisées.

Chapitre IV : Calcul de la stabilité des talus de la carrière de Meftah

Les figures présentées ci-dessus ainsi que les résultats de calcul du facteur de sécurité obtenus mènent à constater que :

► Calcul en 2D :

- Le cercle de glissement est identique pour les deux méthodes (Bishop simplifiée et Janbu). Par contre celui qui est obtenu avec la méthode de Janbu est un peu plus profond que celui obtenu avec la méthode de Bishop simplifiée.
- Il est clair que le glissement de terrain se concentre dans la zone où les gradins sont à forte pente.
- Il est remarquable que le cercle de glissement se situe en profondeur dans la couche d'argile et ne touche les calcaires qu'aux extrémités, commençant par les gradins à pente douce et sortant dans la plate forme de la carrière ce qui permet de dire que le glissement est de type profond de grande ampleur.(cf. figure IV.3).
- Le résultat obtenu du facteur de sécurité F_s avec la méthode de Bishop est supérieur à celui obtenu avec la méthode de Janbu. La différence étant de 12% en 2D, cela se justifie par le fait que la méthode de Bishop simplifiée ignore les forces inter tranches (horizontales et verticales) dans les calculs alors que Janbu est plus précise et donne un facteur de sécurité plus faible. De plus, Bishop donne seulement une équation d'équilibre des moments et ignore l'équilibre des forces actives et résistantes dans le glissement.

► Calcul en 3D:

- Le cercle de glissement est identique pour les deux méthodes (Bishop et Janbu simplifiées). Par contre celui qui est obtenu avec la méthode de Janbu est un peu plus profond que celui obtenu avec la méthode de Bishop.
- Il est notable que le cercle de glissement se concentre toujours dans la même zone des gradins à forte pente, mais il s'enfonce plus profondément dans la couche d'argile par rapport à celui obtenu dans le calcul à deux dimensions.
- Le résultat obtenu du facteur de sécurité F_s avec la méthode de Bishop est supérieur à celui obtenu avec la méthode de Janbu. La différence étant de 10%, cela se justifie du fait que la méthode de Janbu est plus précise et donne un facteur de sécurité plus faible (pour les mêmes raisons citées précédemment pour les calculs 2D)
- En comparant les valeurs des facteurs de sécurité obtenues en 3D par rapport à ceux obtenues en 2D (pour la même méthode), il est évident que celles obtenues en 3D sont plus importantes. La différence étant de 16% pour la méthode de Bishop simplifiée et de l'ordre de 18% pour la méthode de Janbu ; chose qui est due au confinement du massif rocheux. Le confinement des roches donne au massif une certaine faculté à

s'opposer au glissement, par contre en 2D ce dernier est nul vu que l'extension du modèle n'existe pas.

D'après les résultats obtenus, il est possible de dire que le glissement de terrain qui a eu lieu en décembre 2010 est de type rotationnel comme le confirme la figure IV.4. Le cercle de rupture passe toujours par la couche d'argile gréseuse sur laquelle repose le calcaire de Meftah. Ce qui a probablement engendré la rupture de tout les talus de la carrière comme il a été observé sur le site (cf. figure IV.2 et figure IV.3). Pour cela, un calcul (en 3D) du facteur de sécurité a été fait en utilisant la méthode de Janbu, en modifiant l'angle du frottement interne de l'argile de moitié ($\varphi = 6^\circ$) et en gardant tous les autres paramètres inchangés; le résultat est édifiant et est représenté dans la figure IV.12. Il est remarquable que le cercle de glissement est plus profond, se trouvant à la côte Z = 95m. Il touche quasiment tous les gradins de la carrière, en effet le facteur de sécurité chute jusqu'à la valeur $F_s = 0,9$. Cela confirme que la rupture s'est faite dans le substratum argilo-gréseux.

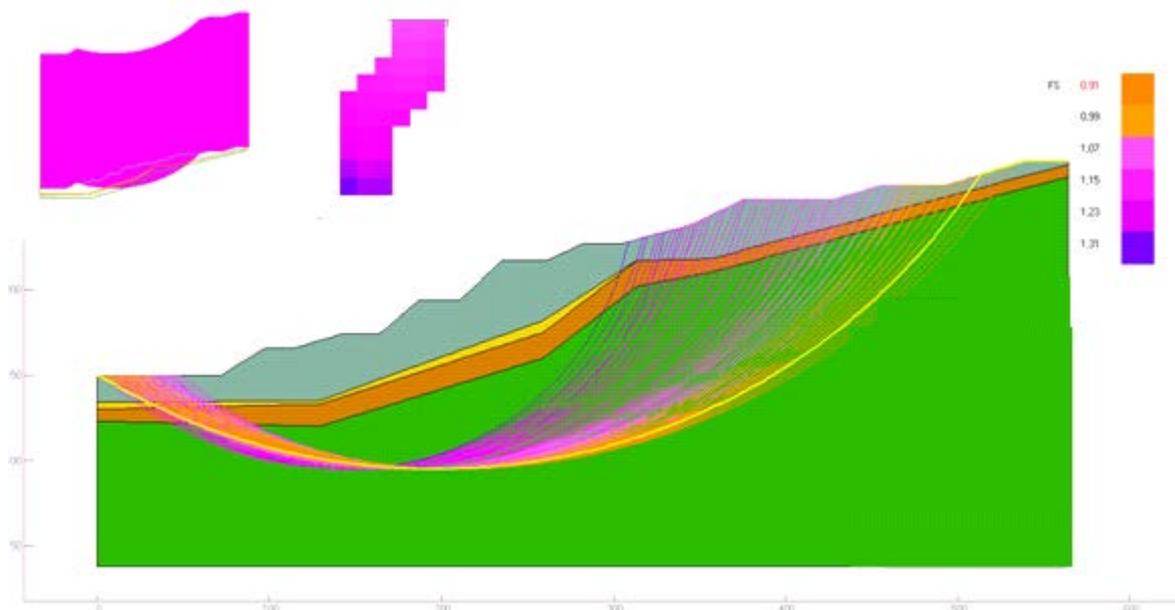


Figure IV.12- Calcul du coefficient de sécurité en 3D avec la méthode de Janbu.

6- Conclusion :

Le logiciel C a permis d'étudier la stabilité des talus de la carrière de Meftah en se servant des données disponibles. Cette étude a montré que le facteur de sécurité est légèrement au dessus de 1, ce qui démontre que la rupture est probable (stabilité contestable). D'ailleurs elle s'est manifestée en décembre 2010. La méthode de Bishop simplifiée n'est utilisée que pour des surfaces circulaires et ne satisfait pas l'équilibre des forces horizontales alors que la méthode de Janbu rigoureuse est applicable pour des surfaces de rupture générales (non circulaires) et satisfait toutes les conditions d'équilibre (forces et moments) ainsi qu'elle prend en compte des forces de cisaillement inter tranches.

En variant une seule caractéristique de la couche argilo gréseuse (l'angle de frottement interne) dans un calcul 3D avec la méthode de Janbu, cela a fait chuter énormément le facteur de sécurité jusqu'à la valeur de 0,9. Avec un tel facteur de sécurité, la rupture est certaine et

Chapitre IV : Calcul de la stabilité des talus de la carrière de Meftah

cela prouve que cette couche d'argile est dominante dans le calcul de stabilité. Une étude paramétrique avec les vraies valeurs des caractéristiques de l'argile sur laquelle repose le calcaire de Meftah dont les caractéristiques mécaniques seraient plus nombreuses et mieux établies, pourrait aboutir à une étude plus précise.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de stabilité des talus de la carrière de calcaire de Meftah (Wilaya de Blida) pour laquelle un glissement de terrain s'est produit le 11 décembre 2010; a montré la grande importance des caractéristiques mécaniques à introduire dans le modèle. Ce dernier a été construit sur la base d'une coupe longitudinale confondue avec l'axe de glissement dont le sens est SE - NO.

Le logiciel de calcul de stabilité utilisé a permis de faire un calcul bidimensionnel puis tridimensionnel du facteur de sécurité, en utilisant la méthode de Bishop simplifiée ainsi que celle de Janbu et en considérant que la rupture est circulaire. Les matériaux composant le terrain de la carrière ont été admis par hypothèse comme étant des matériaux isotropes de Coulomb, c'est-à-dire dont l'enveloppe de rupture par cisaillement est linéaire (la courbe de cisaillement $\tau=f(\sigma_n)$ est linéaire).

Les résultats de calcul du facteur de sécurité avec la méthode de Janbu sont inférieurs à ceux obtenus avec la méthode de Bishop simplifiée, ce qui mène à dire que la méthode de Janbu est plus pessimiste et plus précise du fait qu'elle prend en compte les forces inter tranches de cisaillement dans le calcul du facteur de sécurité. De plus, cette dernière vérifie l'équilibre des forces contrairement à celle de Bishop simplifiée qui se limite à l'équilibre des moments. L'équation de F avec l'équilibre des forces est plus sensible aux forces inter tranches. Les résultats graphiques montrent que le glissement de terrain est de type rotationnel de grande ampleur qui touche pratiquement tous les gradins. Il prend naissance près de la crête de la colline pour ressortir du côté de la plate forme finale vers le nord. Le cercle de glissement est profond dans la couche d'argile gréseuse que ce soit pour un calcul 2D ou 3D. Ce qui signifie que ce sont ces caractéristiques mécaniques qui sont dominantes dans les résultats de F. Ce dernier est égal à 1,36 avec la méthode de Janbu (en 3D, sans eau), par conséquent la stabilité est contestable pour un ouvrage de cette grandeur. Pour confirmer les observations, il a été entrepris un calcul du facteur de sécurité avec la méthode de Janbu (3D) en modifiant seulement l'angle du frottement interne de l'argile gréseuse de moitié (de 12° à 6°). Le facteur de sécurité a chuté de 34% (passant de 1,34 à 0,9). Cela a déjà été observé par le passé où la majorité des glissements anciens se sont produits dans les terrains argileux ou à proximité de ceux-ci (cf. figure III.4 carte géologique des régions d'investigation des calcaires).

Perspectives :

- Afin de mieux cerner les résultats de calcul du facteur de sécurité il est indispensable de faire une campagne de mesures en laboratoire pour la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile gréseuse et des calcaires. Des essais triaxiaux du type CU pour les argiles et des essais de compressions simples pour les calcaires (tailles des échantillons normalisées, élancement de 2 à 2,5).
- Faire une campagne de mesures sur le terrain pour une meilleure identification des discontinuités dans les calcaires (Estimation plus fine du degré de fissuration ou de la densité des joints).
- Reprendre la même procédure de calcul de stabilité avec des enveloppes de rupture non linéaires des calcaires, en intégrant les valeurs de A, B, T dans l'équation de Hoek & Brown. Considérer un glissement à surface générale plutôt qu'un glissement circulaire.

Conclusion Générale

- Introduire le paramètre eau dans les calculs de stabilité (pour l'argile gréseuse) et voir son influence sur le facteur de sécurité dans une étude paramétrique de sensibilité.
- Avoir une photo aérienne de la zone glissée afin de pouvoir estimer le volume réel du matériau mobilisé dans ce glissement et le comparer avec celui du calcul de stabilité.

Bibliographie

[1] **ALONSO, E**; « Risk Analysis of Slopes and Its Application to Slopes in Canadian Sensitive Clays»; **1976**.

[2] **AUBERTIN, M ; RICHARD, S ; BUSSIÈRE, B** ; «Un critère de plasticité et de rupture pour les géomatériaux à porosité variable» 56^{ième} CONFÉRENCE CANADIENNE DE GÉOTECHNIQUE 4^{ième} CONFÉRENCE CONJOINTE AIH-CCN/SCG NAGS CONFÉRENCE.**2003**.

[3] **BACH, T** ; «contribution à l'étude géotechnique sur la stabilité des talus dans les mines à ciel ouvert. Exemple : Mine de Boukhadra », mémoire de fin d'étude de l'école nationale polytechnique d'Alger, **1990**.

[4] **BAKER, R** ; «Determination of the Critical Slip Surface in Slope Stability Computations», International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 4, No. 4, **1980**.

[5] **BARGUI, H** ; « Modélisation des comportements mécaniques et hydrauliques des massifs rocheux simulés par des assemblages de blocs rigides. Introduction d'un couplage hydro-mécanique ». Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, 188 pages ; **1997**.

[6] **BENAISSA, A** ; « Eléments de mécanique des sols » OPU. Alger, **1992**.

[7] **BENNECER, F** ; « Comportement non drainé des sables argileux dans l'essai triaxial », mémoire de magister de l'université Mohamed Boudiaf de M'SILA ; 100pages ; **2004**.

[8] **BENNYOUNES, K** ; « Etude géotechnique et analyse de la stabilité des talus dans la carrière de calcaire de Meftah » Mémoire de Magister de l'école nationale polytechnique, d'Alger, 130 pages, **1991**.

[9] **BOUHADAD, Y** ; « Les glissements de terrains et éboulements rocheux d'origine sismique : évaluation de l'aléa et exemples en Algérie », Communication au séminaire sur les risques naturels liés aux glissements de terrains et d'éboulement rocheux, université de Guelma, 15-16 novembre, **2005**.

[10] **BUSTAMANTE, A.M** ; « Étude de la Stabilité sismique de trois Talus Naturels au Québec », mémoire de maîtrise de l'université de Laval ; 220 pages ; **2010**.

[11] **CAMBEFORT, H** ; « Reconnaissance des sols » Edition **1983**.

[12] **CASSAN, M** ; « les essais d'eau dans la reconnaissance des sols » Edition **1984**.

[13] **CHAKAR, A** ; « Influence des paramètres naturels et technologiques sur la stabilité des talus », Mémoire de Fin d'Etude de l'école nationale polytechnique d'Alger ; 112 pages ; **1989**.

[14] **CHALHOUB, M** ; « Les Massifs Rocheux » ; Transvalor-Presses des MINES ;40 pages ; **2010**.

Bibliographie

- [15] **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 chaussées de Luxembourg ; 71 pages ; **2010**.
- [16] **COLLIN, F ; CHARLIER,R ; DIZIER,A ; MASEKANYA, J.P ; SCHROEDER, Ch** ; « Apport de la simulation numérique dans des problèmes de stabilité des pentes » ; journée d'étude, université de liège ; 37 pages ; **2010**.
- [17] **COSTET, J ; SANGLERAT, G** ; « Cours pratique de mécanique des sols » ; Edition DUNOD ; 628 pages ; **1969**.
- [18] **DEGOUTTE, G ; ROYET, P** ; « Aide mémoire de mécanique des sols » ; Réédition ; 99 pages ; **2005**.
- [19] **DELAGE, P ; CUI, Y.J** ; « Comportement mécaniques des sols non saturés » C302 ; Technique de l'ingénieur, traité construction ; 19 pages ; **1999**.
- [20] **DJEBROU, B** ; « traitement du sol par colonne ballastes dans la région de Blida », mémoire de fin d'étude de l'Université SAAD DEHLAB BLIDA ; 102 pages ; **2007**.
- [21] **DUNCAN, C.W ; MAH, W.Ch** ; « Rock Slop Engineering » ; Civil and Mining, 4th Edition published in the Taylor & Francis e-Library; 456 pages; **2005**.
- [22] **DUNCAN, J. M ; WRIGHT, S.G** ; « Soil Strength and Slope Stability » , 468 pages; **2005**.
- [23] **DUNNER, C ; FRANCK, C** ; « Auscultation d'un versant rocheux sous sollicitation thermique naturelle. Cas du site des Rochers de Valabres » ; Séminaire LAEGO ; **10 avril 2008**.
- [24] **DUPRAY, S** ; « Introduction à la caractérisation des massifs rocheux pour la conception des ouvrages au rocher » Laboratoire régional des ponts et chaussées de Lyon.
- [25] **DURIEZ, J** ; « Stabilité des massifs rocheux : Une approche mécanique », Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique(INP) Grenoble ; 243 pages ; **2009**.
- [26] **DURVILLE, J.L** ; « Mécaniques des roches » C350 ; Technique de l'ingénieur traité Construction; 7 pages ; **2001**.
- [27] **DURVILLE, J.L ; HÉRAUD, H** ; « Description des roches et des massifs rocheux » C352; Technique de l'ingénieur, traité construction; 13 pages ; **2001**.
- [28] **DEVOS, M** ; « La stabilité des Talus », FABI, Cycle Eurocodes **2010-2011**.
- [29] **DREYFUS, G** ; « Etude des Remblais sur Sols Compressibles » ; Edition DUNOD, paris ; 216 pages ; **1971**.
- [30] **DYSLI, M** ; «Cours de mécaniques des sols» ; Département de Génie Civil de l'école polytechnique fédérale de lausanne ; 83 pages ; **1993**.

Bibliographie

- [31] **GIANI, G.P.**; « Rock Slope Stability Analysis »; Turin, 178 pages; **July 1991.**
- [32] **HUGUEL, A** ; « Etude des aléas de rupture des digues du Petit-Rhône » mémoire de Fin d'études de l'Institut National des Sciences Appliqués (INSA) de Strasbourg ; 98 pages ; **2010.**
- [33] **HAMIDI, M** ; « Etude géotechnique de la stabilité des talus dans le quartier de Zerga de la mine d'Ouenza » ; Mémoire de Magister de l'école nationale polytechnique d'Alger ; 162 pages ; **1994.**
- [34] **HANTZ, D**; « ingénierie des pentes rocheuses naturelles et artificielles »; Les Techniques de l'Industrie Minérale, n°10, Le progrès dans la maîtrise des mouvements de terrain ; **2001.**
- [35] **HONJO,Y; SUZUKI, M; HARA, T; ZHANG,F**; « Geotechnical Risk and Safety» , Taylor & Francis Group, London.UK; 470pages; **2009.**
- [36] **JAEGER, Ch**; « Rock mechanics and engineering»; 2th edition: Cambridge university press, **1979.**
- [37] **JOHNSON, K.L**; «Contact Mechanics », Cambridge University Press, Cambridge; 285 pages; **1985.**
- [38] **KARRAY, M** ; «Cours de mécanique des sols ».
- [39] **KHEMISSA, M** ; « Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes », Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur : "Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement". INSA de Lyon, France ; **27-29 juin 2006.**
- [40] **KHEMISSA, M** ; « Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes ». Actes du Séminaire International sur les risques Naturels liés aux Glissements de Terrain et d'éboulement Rocheux, Université de Guelma, **15-16 novembre 2005.**
- [41] **KHEMISSA,M ; RAHMOUNI, Z** ; « Analyse de la stabilité et stabilisation par pieux du versant instable de Sidi-Ahmed (Bejaia, Algérie) », Actes du 13ème Congrès Régional Africain de la géotechnique, Marrakech, Maroc, Ed.Sahli et al ; **2003.**
- [42] **LAMBE,T.W; WHITMAN, R.V**; « soil mechanics »;Massachusetts Institute of Technology; 548 pages; **1969.**
- [43] **LAVASSEUR, M** ; « Contribution des systèmes d 'information géographique à l' analyse quantitative de l' aléa ' 'glissement de terrain' ' Exemple d'application au secteur de Ville de La Baie, Québec », Mémoire de maîtrise de l'université du Québec INRS.E.T ; 213 pages ; **2003.**
- [44] **LEVASSEUR, S** ; « Identification des paramètres mécaniques des sols par analyse inverse sur des essais et ouvrages géotechniques » de l'université joseph fourrier de Grenoble, XXVème Rencontres Universitaires de Génie Civil ; **2007.**

Bibliographie

- [45] **MAGAZINE** ; « Mouvements de terrain : une problématique préoccupante » ; INERIS ; **septembre 2010#27**.
- [46] **MAGNAN, J.P ; MESTAT, Ph** ; « Lois de comportement et modélisation des sols » Techniques de l'ingénieur. C218 ; 24 pages ; **1997**.
- [47] **MAIOLINO, S** ; «Fonction de charge générale en géomécanique : application aux travaux souterrains », thèse de doctorat de l'école des mines de paris ; 245 pages ; **2006**.
- [48] **MARTIN, F** ; « Cours de mécanique des roches » Département génie civil, ENS Cachan. 60 pages ; **2007**.
- [49] **NACER, W** ; « Etude des formations carbonatées du versant Sud du massif de l'Oum Settas : Approche quantitative et qualitative » mémoire de Magister de l'université de Mentouri-Constantine ; 166 pages ; **2005**.
- [50] **Note d'Information Technique (NIT) 205** ; « pierres naturelles » ; **Septembre 1997**.
- [51] **PERRY, H.R**; « Engineering geology », edition Elsevier, **1985**.
- [52] **PETAL-LCPC** ; « Programme d'étude de la stabilité des talus par ruptures circulaires et non circulaires » ; Laboratoire central des ponts et chaussées, France ; **1984**.
- [53] **PHILIPPONAT, G** ; « Fondations et ouvrages en terre » ; Editio Eyrolles, Paris ; 402 pages ; **1979**.
- [54] **PILOT, G** ; « Stabilité des pentes » Techniques de l'ingénieur C254; **1974**.
- [55] **POROKHOVOÏ, E** ; « Stabilité à long terme des talus de mines à ciel ouvert dans les massifs de roches basiques et ultrabasiques » Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées ; 228 pages ; **1995**.
- [56] **Publication de la campagne militaire géotechnique de Canada** « propriétés des roches » ; B-GL-361-011/FP-002 ; **1998**.
- [57] **RAFIEE, A**; « Contribution à l'étude de la stabilité des massifs rocheux fracturés : caractérisation de la fracturation in situ, géostatistique et mécanique des milieux discrets », Thèse de doctorat de l'université de Montpellier II ; 273 pages ; **2008**.
- [58] **RAHMANI, N** ; « Méthodes stochastiques de calcul de stabilité des pentes » ; mémoire de magister de l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou ; 192 pages; **Mars 2011**.
- [59] **Résumé théorique et guide de travaux pratiques** « Réalisation des essais en laboratoire et in situ des sols » Office de la Formation Professionnelle et de la Promotion du Travail du Royaume Du Maroc ; 112 pages ; **2005**.
- [60] **SAMBA, S** ; « Etude de la stabilité des talus de la carrière de Bouzareah », Mémoire de Fin d'Etude de l'école nationale polytechnique d'Alger ; 114 pages ; **1991**.

Bibliographie

[61] **SAROUT, J** ; « Propriétés physiques et anisotropie des roches argileuses : Modélisation Micromécanique et Expériences Triaxiales ». Thèse de doctorat de l'université Paris XI ORSAY ; 241 pages ; **2006**.

[62] **SEDDIKI, A** ; « ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES SOUS SEISME » mémoire de magister de l'université Mohamed Boudiaf de M'SILA ; 96 pages ; **2008**.

[63] **SERRADJ, T** ; « Nouvelles Techniques d'Exploitation des Matériaux de Carrières » Séminaire Hôtel Sheraton Alger le **17 et 18 mars 2003**.

[64] **SILLARD, P** ; « Les Projections et Référentiels Cartographiques » ; de l'école nationale des sciences géographiques ; 62 pages ; **Septembre 2000**.

[65] **SOUKATCHOFF, V.M** ; « Cours de géotechnique » de l'école nationale supérieure des mines de Nancy ; 100pages ; **2007**.

[66] **Société Suisse de Géomorphologie**; « Fiche : Géomorphologie de la montagne » ; **Août 2009**.

[67] **TALOBRE, J.A** ; « La mécanique des roches et ses applications » ; Edition DUNOD ; 458 pages ; **1967**.

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

[69] « Cours structures géologiques »Licence science de la terre et environnement, université Joseph Fourier, Grenoble, **2009**.

[70] « Rapport interne de la Société des ciments de la Mitidja ».

[71] **WATTS, GRIFFIS & Mc OUAT LIMITED** ; « Géologie de la région de Meftah » ; (ERCC) ; 513 pages ; **1970**.

[72] : **WEBER, Ph** ; « journées d'études sur la stabilité des gradins dans les carrières : cas du gisement de phosphates de Kef Es Sennoun » ; Tébessa ; **du 31 mars au 04 avril 2008**.