RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

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

Memoire de Fin d'Etudes

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

Présenté par

Mr. BELKAI Lhadi

Mr. CHERGUI Cherif

Thème

Étude de stabilité des carrières à ciel ouvert avec la méthode des éléments finis. Cas carrière Chouf Amar, M'sila.

Soutenu le 28/06/2018 devant le jury composé de :

Président	Mr. MEGHERFI. K	MAB	U.A.M.Bejaia
Promoteur	Mr. SAADOUN. A	MAA	U.A.M.Bejaia
Examinateur	Mr. BOUKARM. R	MAA	U.A.M.Bejaia

Promotion : 2017-2018

Remerciements

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

Le grand merci à notre promoteur Mr SAADOUN pour ses conseils et son aide et qui a mis à notre disposition tous les nécessaires pour réaliser ce travail.

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

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

Toute notre gratitude à monsieur BOUTIARA RADOUANE ingénieur géologue, Mr CHOUBAR RACHID chef de carrière pour leur patience, disponibilité et surtout leurs judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous tenons à remercier : nos parents pour leurs pensé et leurs soutien tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

DÉDICACE

Je dédie ce mémoire à ma mère, qui m'a encouragé à aller de l'avant et qui m'a donné tout son amour pour reprendre mes études.

À mon père pour m'avoir écouté, soutenir, suive et m'encourager.

À mes chers frères et mes chères sœurs et à toute ma grande famille

À Ma chère fiancée

À toute mes amis

CHERGUI

DÉDICACE

Je dédie ce travail

À ma mère et mon père pour leurs sacrifices,
soutien et encouragements

À mes frères AMINE ET NABIL

À ma grande famille

À tous mes amis et camarade

BELKAI

Sommaire

Liste des figures I

Liste des tableaux III

Liste des abréviations IV

Introduction générale 1

Chapitre I : Description du site d'étude

Introduction 2

I.1 La situation géographique et morphologique de gisement 3

I.2 Géologie du gisement 4

I.3 Hydrogéologie 4

I.4 Stratigraphie de gisement 5

I.5 Structure et tectonique du gisement 6

I.6 Ouverture du gisement 8

I.6.1 Généralité 8

I.6.2 Choix du mode d'ouverture du champ de la carrière 8

I.6.3 Creusement de la demi-tranchée d'accès 9

I.7 Méthode d'exploitation 10

I.7.1 Généralités 10

I.7.2 Principaux éléments du système d'exploitation 11

I.7.2.1 Hauteur du gradin 11

I.7.2.2 Angle du talus des gradins 11

I.7.2.3 Largeur d'enlevure 11

I.7.2.4 La largeur de la plate-forme du travail (Lpt) 11

I.8 Travaux de forage et de tir 13

I.8.1 Généralités 13

I.8.2 Exigences technologiques des travaux de forage et de tir 14

I.8.3 Le mode d'abattage utilise dans la carrièree de Chouf Amar 14
I.8.3.1 L'explosif utilisé 14
I.8.3.2 paramètre de plan de tir utilise dans la carrière Chouf Amar 15
I.9 Stabilité des gradins et des talus 15
Conclusion 17

Chapitre II : L'instabilité des talus dans les mines et carrières à ciel ouvert

Introduction 18
II.1 Les mouvements de terrain 18
II.2 Classification des mouvements de terrain 18
II.2.1 Pentes naturelles 19
II.2.2 Talus artificiels 19
II.3 Eléments descriptifs d'un mouvement de terrain 20
II.4 Principaux types de mouvement de terrain 21
II.4.1 Les mouvements lent et continue 21
II.4.1.1 Glissement de terrain 21
II.4.1.2 l'affaissement 24
II.4.1.3 le tassement 24
II.4.1.4 le retrait-gonflement 25
II.4.1.5 Le fluage 25
II.4.1.6 Solifluxion 26
II.4.2 Les mouvement rapide et discontinu 26
II.4.2.1 les écroulements et les chutes de pierres et de blocs 26
II.4.2.2 les effondrements 27
II.4.2.3 L'éboulement 28
II.4.2.4 Les coulées boueuse 28
II.5 Principaux cause des mouvements de terrain 29
Conclusion 31

Chapitre III : méthode de calcul de la stabilité des talus

Introduction 32
III.1 Définition du coefficient de sécurité 32
III.2 le choix des méthodes de calcule 33
III.3 les méthodes de calcul de stabilité 34
III.3.1 les méthodes de l'équilibre limite 34
III.3.1.1 cas d'une rupture plan de longueur infinie 34
III.3.1.2 Cas de rupture de pente de longueur finie 36
III.3.1.3 Cas d'une rupture circulaire 38
III.3.1.4 les limite de la méthode de l'équilibre limite 42
III.3.2 La Méthode des éléments finit 43
III.3.2.1 Les modèles de comportement utilisés dans la MEF 45
III.3.2.2 Calcul de facteur de sécurité dans la MEF 45
III.4 Présentation de logiciel PLAXIS 45
III.4.1 Objectif de PLAXIS 46
III.4.2 Les options du code de calcul utilisées dans PLAXIS 46
III.4.3 les modelés de comportements utilises dans PLAXIS 50
III.4.4 Calcul du coefficient de sécurité (Phi-c-réduction) 52
Conclusion 52

Chapitre IV : Etude de stabilité de la carrière Chouf Amar

Introduction 53
IV.1 Choix de la zone d'étude 54
IV.2 Caractéristiques de la matière de la carrière Chouf Amar 54
IV.2.1 Les caractéristiques physico-mécaniques 54
IV.2.1.1 la résistance à la compression (σ_c) 55
IV.2.1.2 le poids volumique (ρ) 55
IV.2.1.3 La Cohésion (C) et angle de frottement interne (φ) 55

IV.2.1.4 L'angle de dilatance (ψ) 57
IV.3 Evaluation de stabilité du site 58
IV.3.1 Modèle géométrique PLAXIS 59
IV.3.2 Génération du maillage 59
IV.3.3 les conditions initiales 60
IV.3.4 la phase du calcul 61
Conclusion 66
Conclusion générale 67
Bibliographie
Annexe
Résumé

Liste des figures

Chapitre I

Figure I. 1: Photo par Google Earth de la région d'étude 3
Figure I. 2 : Situation géographique de la région de M'sila 3
Figure I. 3 : Plan de situation du gisement de calcaire de Chouf Amar 4
Figure I. 4: Extraie des coupes géologique de gisement de Chouf Amar 6
Figure I. 5: carte structurale de la carrière Chouf Amar 8
Figure I. 6 : schéma de la plateforme de travail 12
Figure I. 7: photo présente une couche de marne humide 17
Figure I. 8: Photo de glissement au niveau 1035 17

Chapitre II

Figure II.1 : morphologie d'un glissement de terrain 21
Figure II.2 **:** Les éléments descriptifs d'un glissement de terrain 22
Figure II.3 : le glissement plan 23
Figure II.4 **:** schéma d'un Glissement rotationnel simple 23
Figure II.5 **:** schéma d'un Glissement rotationnel complexe 24
Figure II.6 **:** un affaissement lie à une exploitation ancienne 24
Figure II.7 : schéma de tassement au MEXICO. 25
Figure II.8 : schéma de phénomène retrait-gonflement 25
Figure II.9 **:** schéma de phénomène de fluage 26
Figure II.10 **:** schéma de chutes de bloc et écroulement 27
Figure II.11 : effondrement des cavités souterraines 28
Figure II.12 : Éboulement d'un massif rocheux 28
Figure II.13 : Coulée de boue 29

Chapitre III

Figure III.1 **:** les forces appliquées sur une tranche 35
Figure III.2 : force applique sur une tranche de longueur finie 36

Figure III.3 **:** Surface de rupture supposée circulaire et bilan des efforts 38
Figure III.4 **:** Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius 40
Figure III.5 **:** force applique sur la tranche i 40
Figure III.6 : étude d'équilibre globale d'un massif 41
Figure III.7 **:** Éléments géométrique 44
Figure III.8 **:** la fenêtre input de PLAXIS 8.2. (Logiciel PLAXIS 8.2) 46
Figure III.9 : Fenêtre de saisie des propriétés de matériaux 47
Figure III.10 **:** la fenêtre de calcule PLAXIS. 48
Figure III.11 : fenêtre Output 49
Figure III.12 : fenêtre Curves. 49
Figure III.13 : Courbe du modèle de Mohr-Coulomb 51
Figure III.14 **:** définition des modules E_0 et E_{50} 51

Chapitre IV

Figure IV. 1: glissement dans le niveau 1020 53
Figure IV. 2: photo des gradins des niveaux 940 et 980 54
Figure IV. 3 : Coupe géologique de gisement Chouf Amar 58
Figure IV. 4: la zone étudie 59
Figure IV. 5: Modèle géométrique 59
Figure IV. 6: maillage de modèle géométrique 60
Figure IV. 7: distribution des nœuds sur le modèle 60
Figure IV. 8 : La pression interstitielle 61
Figure IV. 9: Les contraintes effective 61
Figure IV.10 : exploitation de niveau 960 62
Figure IV.11 : exploitation de niveau 980 62
Figure IV.12 : exploitation de niveau 1000 63
Figure IV.13 : le F_s pour l'exploitation de bas vers le haut 63

Figure IV.14 : exploitation de niveau 1000 64
Figure IV.15 : exploitation de niveau 980 64
Figure IV.16 : exploitation de niveau 960 65
Figure IV.17 : le F_s pour l'exploitation de bas vers le haut 65

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 **:** les valeurs des paramètres de tranchée de découpage et demi-tranchée d'accès de la carrière de Chouf Amar 10

Tableau I.2 **:** les valeurs des paramètres de la méthode d'exploitation au niveau de la carrière de Chouf Amar 13

Tableau I.3**:** Les caractéristiques techniques des explosif 15

Tableau I.4 : les paramètres de plan de tir de la carrière Chouf Amar 15

Chapitre II

Tableau II.1 **:** Classification des mouvements de terrain 19

Chapitre III

Tableau III.1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité..... 33

Tableau III.2 **:** Équilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité..... 33

Chapitre IV

Tableau IV.1 **:** les valeurs de la résistance à la compression (σ_c) en (MPa)..... 55

Tableau IV.2 : les valeurs de Poids volumique saturée et insaturée en **(**KN/m^3**)** 55

Tableau IV.3 : les résultats de calcul de la cohésion (C) et de l'angle de frottement interne(φ) de calcaire..... 56

Tableau IV.4 : Coefficient « a » en fonction de la Cohésion (C) 57

Tableau IV.5 : la cohésion et l'angle de frottement interne du massif rocheux 57

Tableau IV.6 : les paramètres physico-mécaniques du massif rocheux Chouf Amar 58

Liste des abréviations et des notations

Abréviations

MEF : méthode d'élément finis

LCM : Lafarge Ciment M'sila

UTM : transverse universelle de mercator

SNE : sud nord-est

NSW : Nord sud-Ouest

SSE : sud sud-est

NO-SE : Nord-Ouest Sud-Est

NW-SE : Nord-Ouest sud-est

Lpt : La largeur de la plate-forme du travail

Notations

$\boldsymbol{\sigma_c}$: La résistance à la compression (KPa)

$\boldsymbol{\sigma_t}$: La résistance à la traction (KPa)

C : La cohésion (KPa)

E : Le module d'Young (KPa)

Fs **:** Coefficient de sécurité

J_a **:** l'état d'altération des discontinuités

J_n **:** le nombre de familles de discontinuités

J_r **:** la rugosité des épontes de la famille de discontinuité

Jv : la densité volumique des joints (m^3)

J_w **:** facteur de réduction dû à la présence de l'eau dans les joints

u : La pression interstitielle de l'eau

Z_w : hauteur d'eau (m)

τ: Contrainte de cisaillement

υ: Le coefficient de poisson

φ : l'angle de frottement interne de tranchée (°)

ψ : L'angle de dilatance (°).

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

La sécurité est le défi majeur de l'activité minière quand on connait tous les risques que comportent les travaux miniers qu'ils soient à ciel ouvert ou souterrains.

Une exploitation à ciel ouvert implique la réalisation de gradins, la sécurité de l'exploitation passe donc par la bonne tenue de ces derniers. Pour ce faire, une étude de stabilité des talus s'impose afin de prévenir tout glissement potentiel et y remédier le cas échéant. L'étude de stabilité des talus représente l'une des préoccupations majeures des géotechniciens et des gestionnaires miniers.

Ce travail se propose d'étudié la stabilité des terrains de la carrière Chouf Amar située à Hammam Dalaa dans la wilaya de M'sila à l'Est d'Alger ou la stabilité des terrains se trouve dans un état critique après les nombreux glissements enregistré dans les années précédentes, et de déterminer les causes de ces instabilités.

Pour atteindre ces objectifs, nous proposons le plan :

Le premier chapitre est réservé à la description du contexte géologique et des conditions minières de la carrière Chouf Amar.

Dans le second chapitre on s'intéresse à bien définir les différents types des mouvements des terrains, bien préciser les causes et les enjeux relatifs au mouvement des terrains.

Un troisième chapitre permet d'aborder les méthodes numérique et analytique d'évaluation de la stabilité avec quelque notion sur le facteur de sécurité (F_s), et une présentation de logiciel PLAXIS utilisé dans cette étude.

Enfin un quatrième chapitre qui traite l'étude de stabilité des talus dans la carrière de Chouf Amar avec la méthode des éléments finit en utilisant le logiciel PLAXIS.

On termine par une conclusion générale dans laquelle nous étalerons les résultats obtenus.

CHAPITRE I : DESCRIPTION DU SITE D'ÉTUDE

Chapitre I : Description du site d'étude

Introduction

Le gisement objet de la présente étude se situe au lieu-dit "Chouf Amar", dans la commune de Hammam Dalaa, Wilaya de Msila.

La matière est exploitée par la Spa Lafarge Ciment M'sila (LCM) en vertu du permis d'exploitation de carrière depuis 2003 comme composant surdosé principal pour la fabrication de ciment gris dans l'usine située au Sud à proximité immédiate

La matière utile du gisement est représentée par une formation marno-calcaire du crétacé supérieur gisant en monoclinal doux sous un angle de 10-15° vers le Sud. Le gisement est affecté par une série de failles qui le divise en deux compartiments principaux Est et Ouest.

Les réserves exploitables actualisées s'élèvent à plus de 204 Millions de tonnes et peuvent assurer l'alimentation de l'usine durant plus de 40 ans pour une production de 3.6 MT de clinker/an.

L'évaluation des réserves totale avant le début d'exploitation est estimé de 232 millions de tonnes avec une durée de vie de 59 ans, l'évaluation des réserves restantes de la carrière Chouf Amar étant une tache absolument nécessaire pour l'avenir de cimenterie Hammam Dalaa, la planification de cette cimenterie basée essentiellement sur les prévisions d'amélioration les techniques d'exploitation et d'optimisation la qualité des produits pour satisfait les besoins de marché. **[1]**

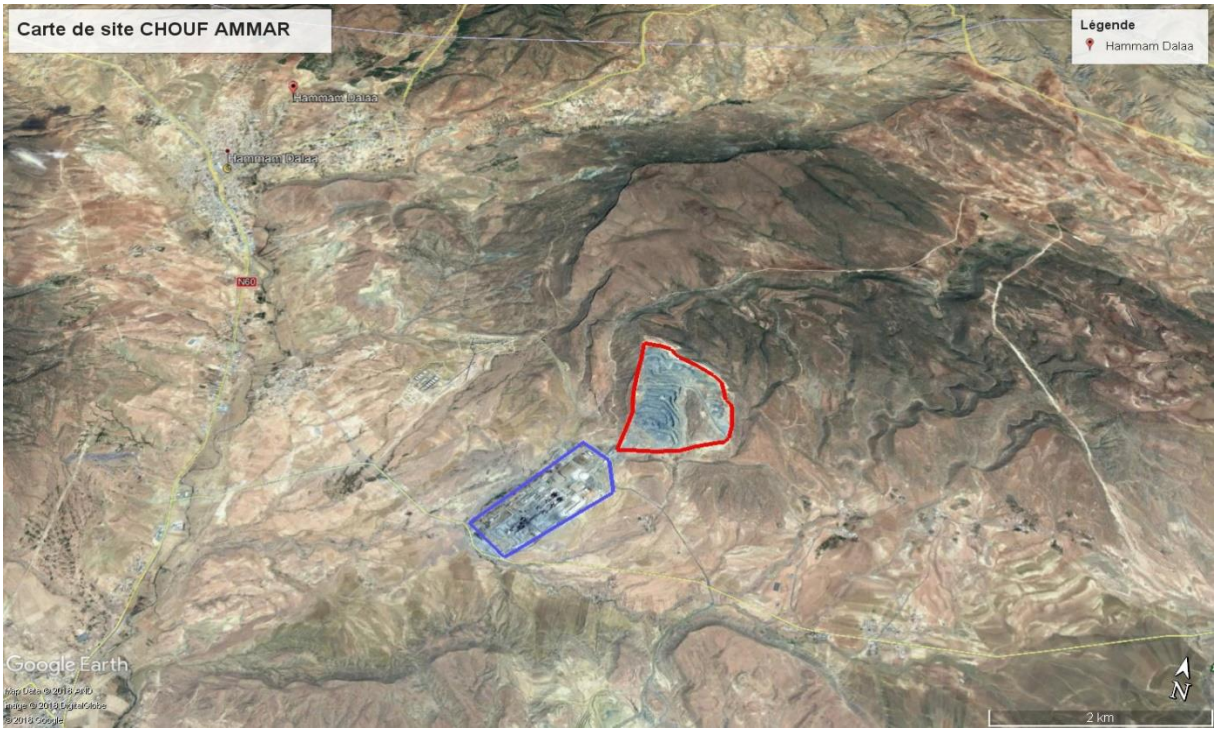


Figure I. 1: Photo par Google Earth de la région d'étude.(Google Earth 2018)

I.1 La situation géographique et morphologique de gisement

Le gisement de calcaire est situé dans le lieu-dit Chouf Amar à 8 km au Sud-Est de la commune hammam Dalaa au Nord de la wilaya de M'sila, dans une région montagneuse.

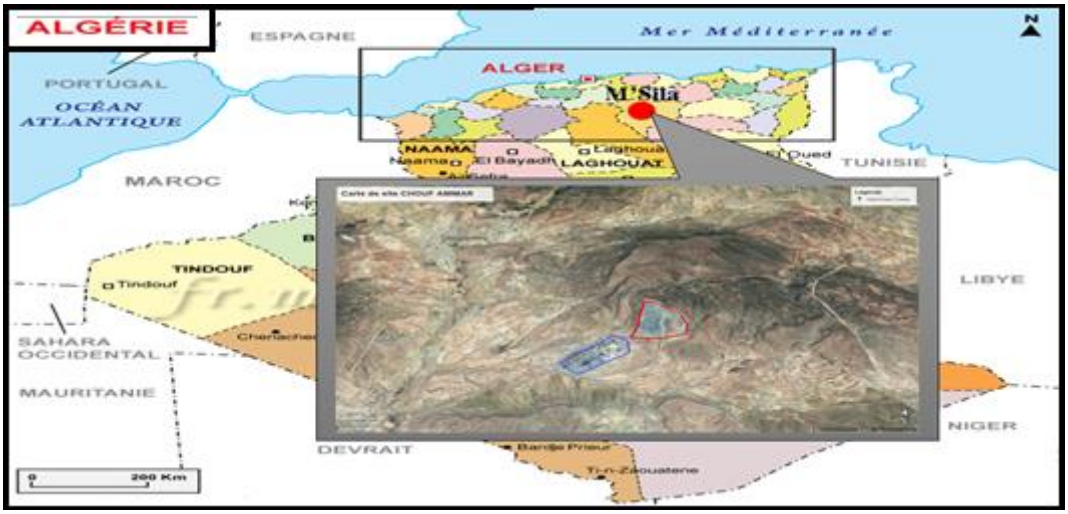


Figure I. 2 : Situation géographique de la région de M'sila.

Morphologiquement, le gisement de calcaire de Chouf Amar fait partie d'un vaste massif étiré dans une direction longitudinale sur plus de 150 km. Localement, il se présente sous forme de deux compartiments monoclinaux bien distincts, d'une dénivelée moyenne de 250m, étirés dans une direction SNE-NSW (N 75°) sous un angle de pendage de **10° à 20°** vers le SSE (N 170°) séparés par un talweg relativement profond et délimités par deux butes qui en constituent la limite méridionale. **[2]**

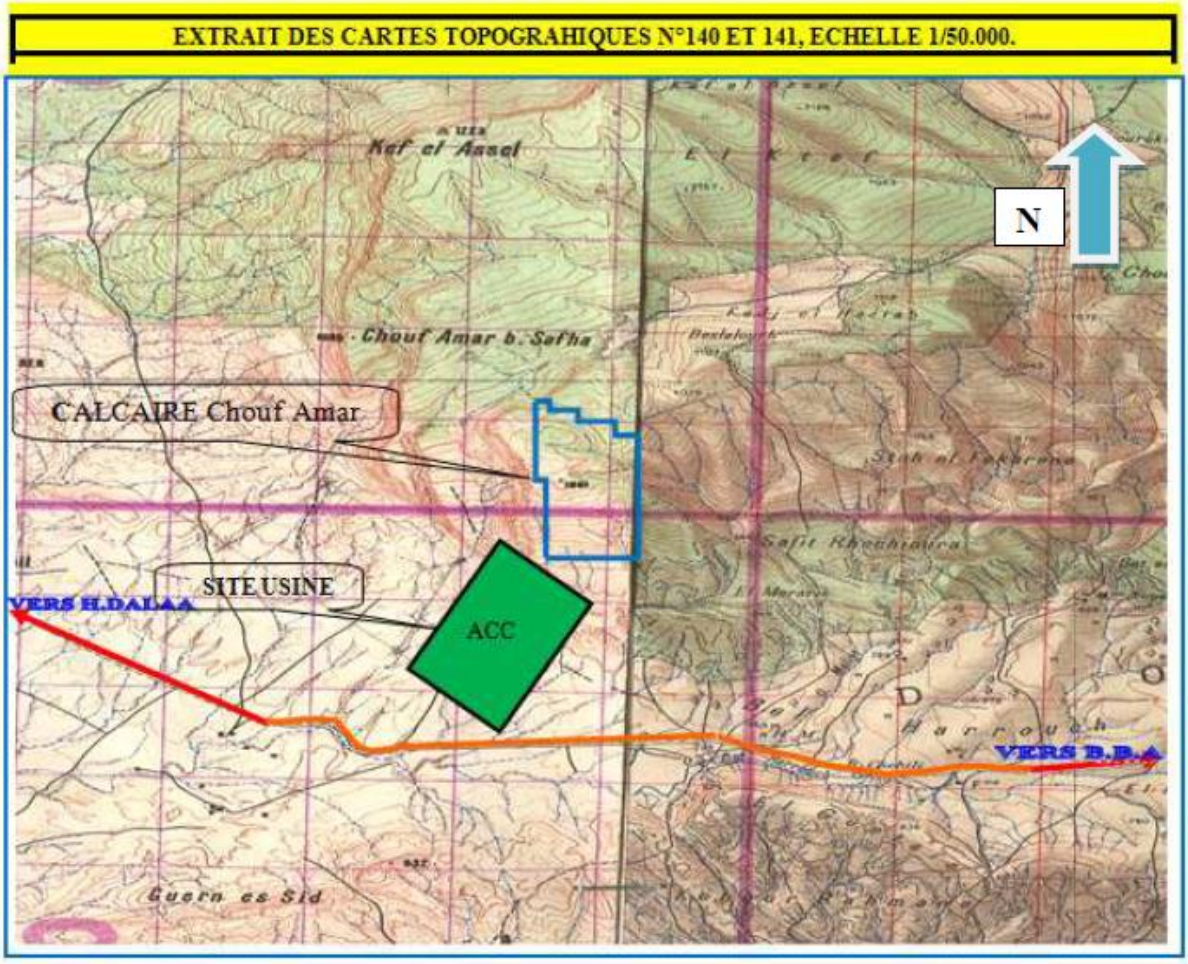


Figure I. 3 : Plan de situation du gisement de calcaire de Chouf Amar. (Extrait des cartes topographique N°140 et 141.)

I.2 Géologie du gisement

Les affleurements participant à la couverture sédimentaire du gisement de calcaire de Chouf Amar sont attribués, d'après les observations recueillies sur terrain et les résultats des études antérieures élaborées par différents auteurs sur la région, au crétacé supérieur plus précisément à l'emsherien. Celui-ci comprend trois termes principaux cumulant 200m d'épaisseur. **[2]**

I.3 Hydrogéologie

Compte tenu de leur position topographique sur les parties sommitales des reliefs, leur inclinaison vers le Sud, les calcaires du gisement de Chouf Amar ne peuvent pas constituer un réservoir propice à accueillir un aquifère, ceci et étagé par l'absence du moindre suintement d'eau à la base des calcaires, notamment le long des falaises, et les pertes totales d'eau enregistrées au cours de la réalisation des sondages de prospection. Le prolongement des calcaires vers le Sud, en profondeur sous la couverture marneuse du campanien, présente des conditions similaires et peut constituer un aquifère pouvant donner un débit équivalent. **[2]**

I.4 Stratigraphie de gisement

Le gisement est composé d'une formation marno-calcaire du crétacé supérieur (emsherien) reposant sur une puissante assise franchement marneuse (dénommée C4). La formation utile débute par une couche de calcaires assez bien individualisée (Couche N° 3 ou C3) puis une série représentée par une alternance de bancs allant des calcaires à des marnes couches (Couche N°1 ou C1 et Couche N°2 ou C2). Les caractéristiques de ces trois couches qui forment la matière utile sont décrites ci-dessous : **[2]**

a. Couche 1 (C1)

Elle forme la partie supérieure de la formation utile. Conventionnellement, sa limite inférieure est fixée au toit d'une couche marneuse repérable dans tous les sondages. Sa puissance maximale atteint 44.9 m. En moyenne, sur l'ensemble du gisement, la puissance est de 23.9m.

Elle est constituée de bancs de calcaire gris à gris sombre, dur, cristallin, localement fossilifère, séparés par de minces passées marneuses d'une épaisseur maximale de 4,9 m (2,9m en moyenne) et admettant un banc de marne très riche en SO3.

b. Couche 2 (C2)

Elle git sous la couche C1 et sa limite inférieure est fixée au toit de la couche franchement calcaire C3. Sa puissance atteint 40 m. En moyenne, sur l'ensemble du gisement, son épaisseur est de 29.6 m.

Elle est constituée d'une série de bancs de calcaire gris sombre, marneux localement noduleux, souvent fossilifère, intercalant de fines passées marneuses et surmonté par un banc marno calcaire d'une épaisseur moyenne est de 1,2m assez riche en SO3.

c. Couche 3 (C3)

Elle forme la partie inférieure et sa limite inférieure est fixée au toit de la série marneuse inférieure (couche C4). Sa puissance varie de 9,2 m (Ex. A1) à 27,9 m (C.2) mais cette dernière valeur pourrait être due aux failles qui affectent cette zone car en moyenne, sur l'ensemble du gisement, la puissance n'est que de 16.05 m.

Elle est constituée de calcaire gris clair à blanchâtre, compact, dur, cristallin, relativement massif, légèrement fossilifère.

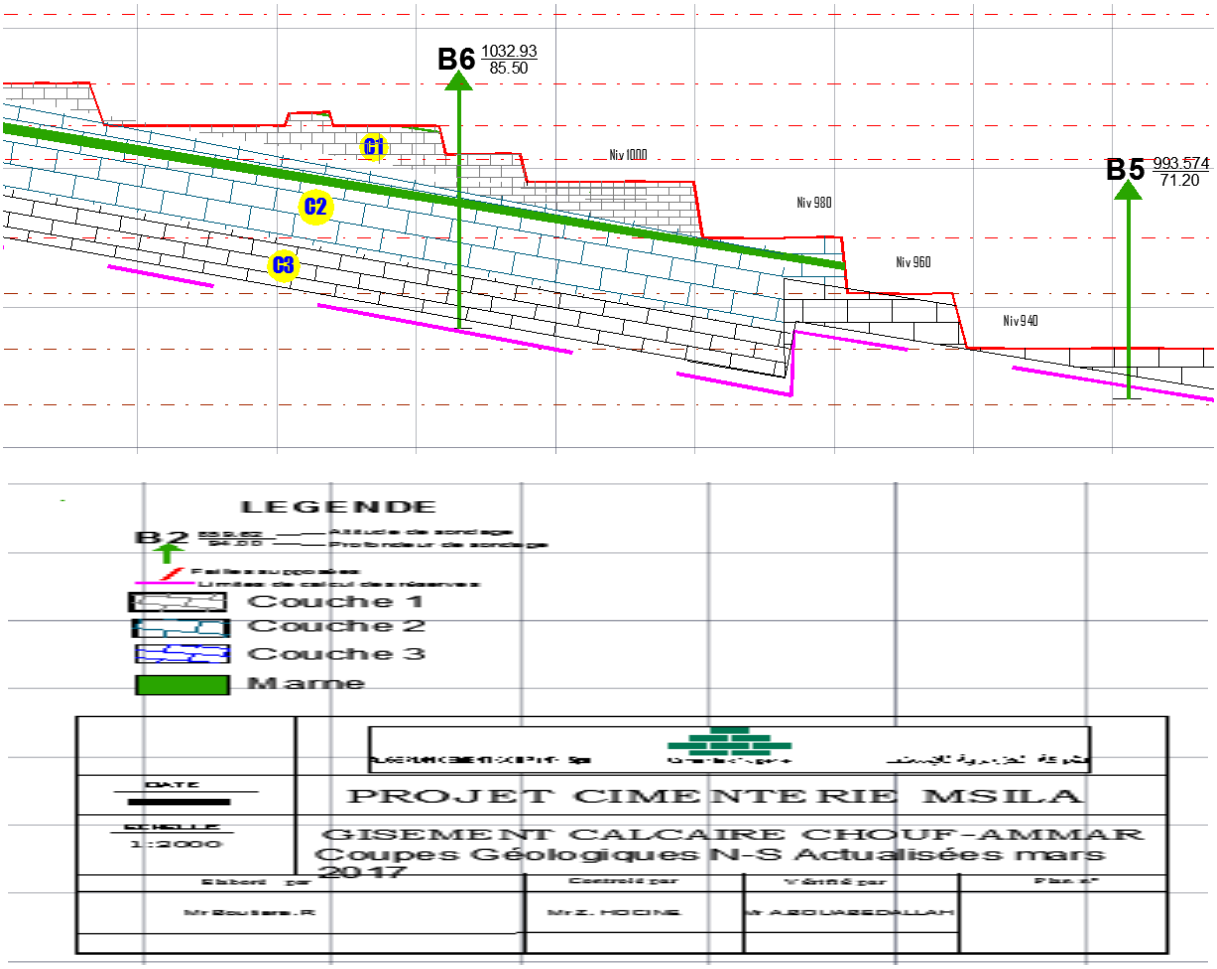


Figure I. 4: Extraie des coupes géologique à travers le gisement de Chouf Amar.

I.5 Structure et tectonique du gisement

Le gisement de calcaire de Chouf Amar est localisé dans la terminaison périclinale occidentale, fortement perturbée de l'anticlinorium des monts du Hodna plus précisément à la limite orientale du petit bassin d'effondrement de Doukkara engendré lors de la phase orogénique pyrénéenne (oligocène) et envahi par la transgression du miocène inférieur.

Localement le gisement Chouf Amar, il se présente sous forme d'un monoclinal de direction longitudinale gisant sous un pendage de 10 à 15 degrés plongeant vers le SSE.

Sur le plan tectonique de ce gisement une faille orientée NO-SE scinde le gisement en deux secteurs (Secteur Ouest ou secteur I et secteur Est ou secteur II).

Le secteur Est serait exempt d'accidents tectoniques. Par contre au secteur Ouest trois accidents tectoniques sont reconnus :

- Une faille normale très évidente affecte sa partie sommitale en engendrant un rejet vertical de 30 à 40m et longe ses limites septentrionale et orientale.
- Une faille située en zone Sud-Ouest (Niveau 840) avec une orientation NO-SE parallèle aux courbes de niveau.
- Une faille au Nord avec une direction SE-NO, subtransversale aux courbes de niveau du niveau 940 au niveau 1040.

Au cours d'exploitation et l'avancement des travaux vers la partie sommitale, on peut engendrés plusieurs failles et des cassures, des macros fissures, ils sont illustrés sur une carte structurale figure I.5.

Un accident cassant accompagné de failles secondaires affecte et perturbe la partie sud-ouest du gisement. Il s'agirait d'une faille normale de direction Est-Ouest qui semble affecter le terme calcaire avec un rejet vertical de plus de 25m qui a engendré la surélévation du monticule délimitant le gisement dans sa partie sud- ouest.

D'autres accidents cassants de moindre importance, affectent sans rejets notables la corniche calcaire qui longe le gisement dans sa partie occidentale.

Par ailleurs l'étude des données lithologiques et chimiques fait ressortir l'existence d'un accident tectonique probable orienté NW-SE qui scinde littéralement le gisement en deux compartiments ouest et est (secteur I et II). Son rejet, faible dans la partie NW augmente jusqu'à atteindre et dépasser 40 m au SE.

A partir du sondage C-4 qui traversé le plan de faille à 30 m de profondeur, son tracé s'incurve pour prendre une direction N-S et rejoindre l'accident est- ouest décrit précédemment.

L'état actuel des connaissances de la structure du gisement ne permet pas d'établir avec certitude la position, la nature et les paramètres des accidents. Une étude complémentaire, plus affinée est nécessaire. En attendant les résultats de cette étude, on a distingué deux secteurs Ouest (I) et Est (II).

A l'intérieur du secteur I, la zone Sud-Ouest parait très perturbée. Il n'est pas possible cependant de subdiviser ce secteur car les données deviendraient insuffisantes pour tout traitement statistique ou géostatistique.

Dans les deux secteurs, les couches gisent en monoclinal doux sous un pendage d'environ 10 à 12° SSE. Les sondages et les failles sont illustrés sur la figure I.5.

Au total, 31 sondages totalisant 2223.45 m ont été réalisés lors de cette étude détaillée, auquel s'ajoutent 05 autres sondages de 600 m en phase préliminaire, ainsi que la réalisation de 08 sondages de 648.60 m en phase complémentaire.

Le taux de récupération moyen relevé sur l'ensemble des sondages dépasse les 85%. Chaque sondage a fait l'objet, au préalable, d'une description lithologique suivi de prélèvement d'échantillons selon un pas variant de 0.5 à 5.0 m le long de toute la profondeur. **[1]**

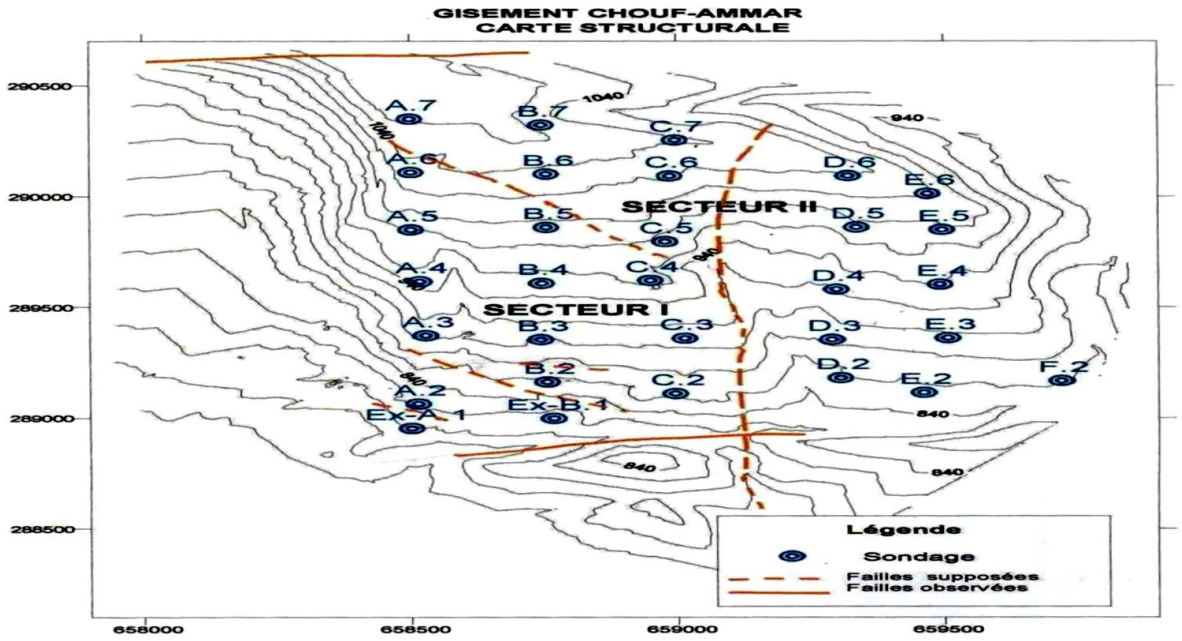


Figure I. 5: carte structurale de la carrière Chouf Amar. **[1]**

I.6 Ouverture du gisement

I.6.1 Généralité

L'ouverture d'un gisement a pour but la réalisation des accès aux différents niveaux d'exploitation.

Elle consiste à creuser des tranchés qui donnent l'accès au gisement et des tranchés de découpage qui permettent de réaliser un front initial pour les travaux d'exploitation (préparer le champ à l'abattage). **[3]**

I.6.2 Choix du mode d'ouverture du champ de la carrière

Les argumentations de base d'ouverture sont :

- Le mode d'ouverture adopté doit assurer les frais minimum de transport des stériles et des minerais ;
- Le volume des travaux de creusement doit être minimal ;
- La distribution du volume de stériles durant toute la vie de la carrière doit être rationnelle.

Étant donné que le gisement de Chouf-Amar à M'sila est un relief montagneux, alors le mode d'ouverture choisi pour ce type de gisement est l'ouverture par demi tranchée d'accès à partir des niveaux 768 m jusqu'au sommet.

Le choix de la forme du tracé dépend de la pente, des dimensions du flanc de coteau, et de la demi- tranchée dans la carrière montagneuse, on utilise les tracés en forme de spirale.

La largeur du fond de la demi- tranchée est définie par le type de transport utilisé ou par le mode de creusement, elle ne doit pas être inférieure à la somme de la largeur, des moyens de transport, de la distance de sécurité, de la largeur de rigole et des autres éléments de Chouf Amar, le type de transport à utiliser est le transport par camions dans la largeur minimale, pour ce type de transport d'après la pratique est :

- Pour le transport à une seule voie : (6 – 10) m.
- Pour le transport à double voie : (8 – 20) m.

Dans la carrière ce Chouf Amar, la circulation se fait à doubles voies donc largeur de la demi tranchée d'accès est de 13 m

I.6.3 Creusement de la demi-tranchée d'accès

La demi-tranchée d'accès est commencé à partir de niveau 780 c'est le niveau de base de la carrière jusqu'à le sommet du relief (front de travaille de niveau 1060m), c'est le front d'exploitation actuelle, la réalisation de la demi-tranchée d'accès se faite par travaux de forage et de tirs, on forer des trous de profondeur varie de 1 jusqu'à 5m, dont le pendage est de 70°, les trous sont chargés par l'explosif est après sont tirées.

Le creusement de la demi-tranchée d'accès sa passe par les étapes suivantes :

- Préparation du sol à creusée (nettoyage par le bulldozer).
- Formation des trous des mines.

- Tir des trous.
- Évacuation des débris par bulldozer.

Ont continué ces travaux jusqu'à l'obtenir d'une largeur de 13m.

Le shema d'ouverteur est presente dans l'ANNEXE 2.

Tableau I.1 : les valeurs des paramètres de tranchée de découpage et demi-tranchée d'accès de la carrière de Chouf Amar.

Paramètres de la demi-tranchée	Symbole	valeur	Unités
Largeur de la demi-tranchée d'accès	b_d	13	m
Longueur de la demi-tranchée d'accès	L_d	46332,86	m
Angle de bord de la demi-tranchée d'accès	α_d	70	Degré
Largeur de tranchée de découpage	$L_{déc}$	25,13	m
Angle de bord de tranchée de découpage	B_d	72	Degré
Volume de tranchée de découpage	$V_{déc}$	27415,89	m^3

I.7 Méthode d'exploitation

I.7.1 Généralités

La méthode d'exploitation est l'ordre d'exécution des travaux de creusement et d'extraction du gisement dans le temps et dans l'espace d'une façon organisée et rationnelle. Le choix d'une méthode d'exploitation dépend des facteurs suivants : **[3]**

- La topographie du gisement.
- La caractéristique géologique du gisement.
- La qualité et les réserves exploitables du gisement.
- La production annuelle planifiée par la carrière.
- Mode d'ouverture du gisement adopté.
- Des dimensions des engins miniers et de transport.
- Des mesures de sécurité pour le personnel et pour les engins utilisés.

La méthode d'exploitation adoptée dans la carrière de Chouf-Amar se fera en partant au niveau 800 m et exploité le gisement de calcaire de bas vers le haut jusqu'au niveau 1065 m par des gradins de hauteur varie entre 15 m et 20 m avec au totale 15 gradins.

C'est une méthode d'exploitation simple selon les travaux de forage et de tir à deux bords exploitables, le premier est dans la partie Est de la carrière et le deuxième est dans la partie Ouest de la carrière, les travaux d'extraction sont orientés vers le Nord.

I.7.2 Principaux éléments du système d'exploitation

I.7.2.1 Hauteur du gradin

Le choix de la hauteur du gradin se fait en dépendance de la production de la carrière et la sécurité des travaux, ainsi que les moyens de la mécanisation des travaux miniers.

Dans la carrière de Chouf Amar la hauteur de gradin est varie entre 15 m et 20 m. reparte selon l'ordre suivant :

- Du 800-860→15m (4 gradins) ;
- 860-1020→20m (8 gradins) ;
- 1020-1065→15m (3 gradins).

I.7.2.2 Angle du talus des gradins

L'angle de talus des gradins est pris en fonction de nature et de la dureté des roches à extraire et des engins miniers utilisé pour les roche d'une dureté de *f*=10 on a un angle de gradin qui varie entre 60° et 85°.

Dans la carrière de Chouf Amar cette angle est β=82°.

I.7.2.3 Largeur d'enlevure

Lors du choix de la largeur d'enlevure, on prend en considération : **[3]**

- Les propriétés des roches ;
- Le mode d'abattage des roches ;
- Le type et les dimensions des engins de chargement.

Lors de l'exploitation de roches dures avec l'abattage à l'explosif la largeur d'enlevure se détermine par la formule suivant :

$$A = W + (n-1) \times b \ ; m.$$

Où :

- W : La ligne de moindre résistance, W= 3,5 m ;
- n : Nombre de rangées ; n=2 rangées

b : Distance entre 2 rangées successives, b=3,5m ; donc A= 7m

I.7.2.4 La largeur de la plate-forme du travail (Lpt)

Largeur de la plate-forme de travail dans la carrière est détermine en fonction des paramètres suivant : **[3]**

- Les propriétés physico-mécaniques des roches ;
- Les dimensions du tas de roches abattues ;
- Les paramètres techniques des engins de chargement et de transport.

Pour les roches dures l'abattage se fait par explosif, la largeur minimale de la plate-forme de travail est donnée par l'expression suivante **:**

$$L_{pt} = A+X+C+T+Ba+Z, (m)$$

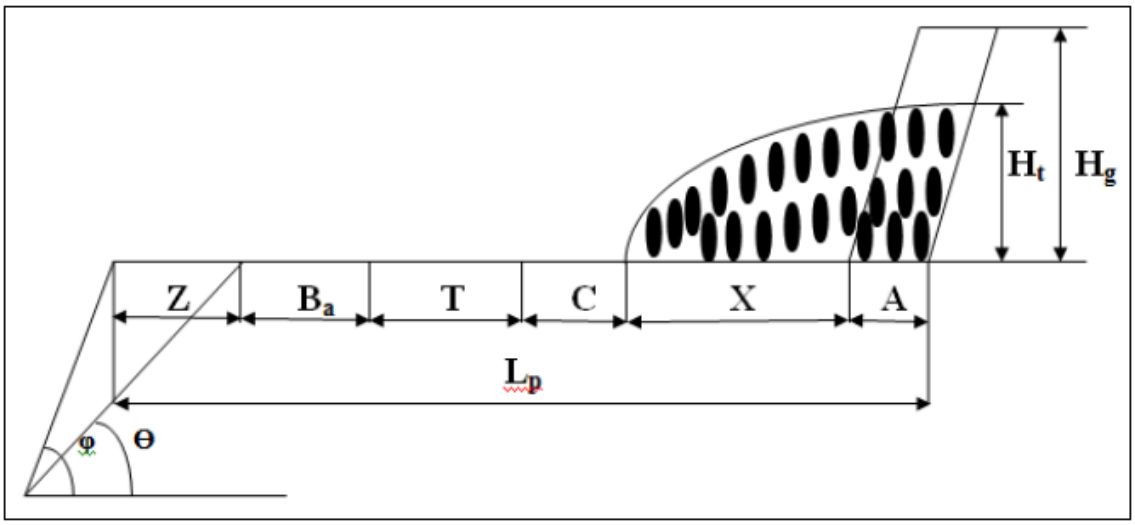


Figure I. 6 : schéma de la plateforme de travail. **[3]**

Ou :

- **A** : c'est la largeur d'enlevure ;
- **X** : largeur réduite du tas des roches abattus ; (m)

$$X = A\ (\ 2K_f\ \frac{H_g}{H_t} - 1), (m)$$

Ou : k_f : coefficient de foisonnement des roches pour les roches dure on a k_f = (1,4-1,6) ;

- **Hg, Ht** : sont respectivement la hauteur de gradin et du tas des roches abattus
  Ht= (0,5÷0,9) Hg, (m)
- **C** : distance de sécurité comprise entre le tas et la bande de transport T, **C**= 0,2 H_g
- **T** : largeur de la bande de transport (chaussée) ; (m)

- **Ba** : largeur de la bande auxiliaire destinée à l'emplacement des engins ou installations axillaires, **Ba** = (3-8) (m).

  Z : Largeur du prisme d'éboulement

$$Z = H_g[\text{cotg}\,\alpha - \text{cotg}\,\varphi]\ , (m)$$

φ : l'angle de talus de gradin en exploitation ,

α : L'angle du talus en liquidation (35° - 60°),

Tableau I.2 : les valeurs des paramètres de la méthode d'exploitation au niveau de la carrière de Chouf Amar.

Paramètre d'exploitation	**Symbole**	**Valeur**	**Unité**
Hauteur des gradins	Hg	15-20	m
L'angle des gradins	β	82	Degré (°)
La largeur de l'enleveur	A	7	m
La largeur de la plate-forme de travail	Lpt	50	m

I.8 Travaux de forage et de tir

I.8.1 Généralités

L'abattage des roches est l'un des principaux procédés de la chaine technologique minière. Le cout d'abattage à la tonne est estimé de 15 à 20 % du cout total dans les exploitations minières à ciel ouvert. **[4]**

L'abattage des roches consiste à la destruction des roches au niveau du massif et leur obtention sous-forme de morceaux abattus de grosseurs et de volumes différents.

Les méthodes d'abattage les plus utilise dans le secteur minier sont :

- L'abattage mécanisé ;
- L'abattage à l'explosif, etc.….

Dans la plupart des cas, la préparation des roches à l'extraction renferme la destruction du massif rocheux jusqu'à l'obtention des morceaux de dimension nécessaires et admissible pour la rentabilité de tous les complexes d'extraction et de transport.

Vu la dureté de la roche (*f*=10), à la carrière de Chouf Amar on applique la méthode de préparation des roche par des travaux de forage et de tir qui est le plus répandue parmi les autres méthodes connues.

I.8.2 Exigences technologiques des travaux de forage et de tir

La qualité de la préparation à une influence importante sur les indices techniques et économiques des processus technologiqueset sur les indices principaux de ravail des entreprise minièrs.

Les travaux de forage et de tir en carrière doivent assurer :

- Degré nécessaire et regularité de la fragmentation des roche ;
- Etat normal du pieddu gradin ;c'est-à-dire une surface plate sans rebords ;
- Formation du tas de la masse minières explosée avec forme et dimension nécessaire ;
- Volume nécessaire de la masse explosée pour le travail régulier des engins ;
- Action sismique minimal pour les installation au jour et l'environnement ;
- Dépence minimale et grandesécurité du travail.

Les dimension maximales admissibles des blocs de roche abattus en fonction de capacité du godet de la chargeuse et les paramétre des instalations. **[4]**

I.8.3 Le mode d'abattage utilise dans la carrièree de Chouf Amar

I.8.3.1 L'explosif utilisé

le choix de explosif dépend généralement des propriétés physiques et mécaniques des roches, et principalement de la tirabilité. Chaque explosif est caractérisé par sa densité, sa sensibilité, sa brisance, sa vitesse de détonation et sa capacité du travail. **[4]**

Dans la carrière de Chouf Amar les explosif utilisés pour la fragmentation des roches sont les suivants :

- Charge principale Anfomil en vrac ;
- Charge d'amorcage TEMEXII en cartouches ;
- Cordeau détonant (20g/m) ;
- Détonateurs électriques.

Ces différents choix sont inhérents aux propriétés physiques et mécaniques de la roche calcaire Chouf Amar dont les caractéristiques techniques sont illustréés dans le tableau I.3.

Tableau I.3 : Les caractéristiques techniques des explosif d'après l'ONEX. **[4]**

Paramétres		Temex II	Anfomil
Densité normal		1.22	0.9
Diàmétre d'un cartouche	m	80	
Vitesse de détonation	m/s	4200	2500
Poids de l'explosif	kg	2.5	25
Longueur de la cartouche	Cm	40	
Réssistanceà l'eau		Moyenne	Faible
Aptitude de travail	cm^3/10g	360	320

I.8.3.2 paramètre de plan de tir utilise dans la carrière Chouf Amar

Les défirent paramètre de plan de tir utilise dans la carrière de Chouf Amar sont résume dans le tableau I.4.

Tableau I.4 : les paramètres de plan de tir de la carrière Chouf Amar. **[29]**

Paramètre	Unité	Donnée
Hauteur du gradin	m	20-15
Longueur de trous	m	21,1
Longueur de sous forage	m	1,1
Diamètre des trous	mm	110
Distance de la ligne de moindre résistance	m	3,5
Distance entre les trous	m	4
Distance entre les rangées	m	3,5
Nombre de rangées	/	2
Nombre de trous dans un bloc	/	123
Inclinaison des trous	Degré (°)	82
Quantité d'explosif dans un bloc	Kg/bloc	17 573
Consommation spécifique	Kg/m^3	0,51
Charge amorçage	/	TEMEX
Charge principale	/	INFOMIL

I.9 Stabilité des gradins et des talus

La stabilité du front est liée aux conditions géotechniques (fracturations initiales) et aux cassures induites par les tirs qui se surimposent aux discontinuités antérieures.

- Le tir avec le pendage conduit souvent à des instabilités classiques avec glissement de bancs vers le vide et effets arrière importants qui peuvent éventuellement compromettre le positionnement correct de la future rangée des mines.
- Le tir contre le pendage limite généralement les instabilités du front ainsi que les effets arrière mais peut induire des risques de chute de blocs plus au moins encastrés dans le massif. Le pied a souvent du mal à sortir.
- Le tir en travers bancs fait apparaître de fortes irrégularités du front ainsi qu'un mauvais travail du pied.

La courbure générale du front peut avoir une grande influence sur la stabilité. Un front concave assure généralement une bonne stabilité alors qu'un front plan ou convexe favorise les instabilités. **[5]**

Dans la carrière de Chouf Amar, le massif rocheux est fortement fracturé. De plus, des structures importantes sont observées notamment sur le côté sud où les calcaires sont affectés par des failles, et ceci peut produire différents types de rupture du talus des gradins. Le minerai est souvent moins fracturé que la roche encaissante. Quand les failles affectent les calcaires, elles permettent une infiltration des eaux ; ceci peut conduire au développement d'une pression hydraulique importante, défavorable à la stabilité. Donc les failles et les fissures sont des structures qui contrôlent les instabilités possibles à petite, moyenne et grande échelles.

Ainsi que la présence des couches de marne dans la couche (C1) et (C2) affect la stabilité des talus. Ces facteurs (la couche marneuse, les effets de tir et l'infiltration d'eaux à travers les failles) ont affecté la stabilité de la carrière de Chouf Amar on provoque plusieurs glissements.

Le problème majeur reste les travaux d'exploitations, qui conduisent à une instabilité générale de l'ensemble accentuée par l'orientation de la discontinuité (dans le sens des travaux). Une intercalation marneuse vient s'ajouter à l'édifice ce qui augmente considérablement l'instabilité du talus car cette dernière à une tendance de perdre ses caractéristiques en présence d'eau (couche savon), comme indiqué sur les figure ci-dessous.



Figure I. 7: photo présente une couche de marne humide.

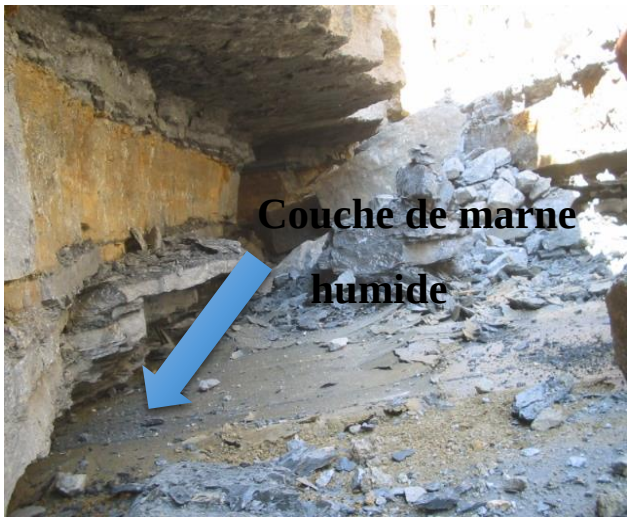


Figure I. 8: Photo de glissement au niveau 1035.

Conclusion

Le gisement de "Chouf Amar", est composé d'une formation marno-calcaire , caractérisé par trois couches , Couche 1 (C1) Elle est constituée de bancs de calcaire de puissance 23.9m. , séparés par de minces passées marneuses d'une épaisseur maximale de 4,9 m (2,9m en moyenne) Couche 2 (C2) est constituée de bancs de calcaire de puissance 40 m. En moyenne, son épaisseur est de 29.6 m. intercalant de fines passées marneuses et surmonté par un banc marno calcaire d'une épaisseur moyenne est de 1,2m,couche 3(C3) est constituée de bancs de calcaire de puissance varie de 9.2 m à 20.8 m, la puissance n'est que de 16.05 m.

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

CHAPITRE II :
L'INSTABILITÉ DES TALUS DANS LES MINES ET CARRIERS CIEL OUVERT

Chapitre II : L'instabilité des talus dans les mines et carriers Ciel Ouvert

Introduction

Les risques naturels font l'objet d'importantes recherches, devenus très actifs récemment. Les glissements de terrain, les boues torrentielles et les éboulements rocheux sont les manifestations les plus classiques des risques naturels d'origine gravitaire. Afin d'assurer la sécurité des personnes et des biens, il est indispensable d'analyser ces phénomènes de façon exhaustive.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcule de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

II.1 Les mouvements de terrain

Un mouvement de terrain est un déplacement plus au moins brutal du sol ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme…etc.) ou anthropique (exploitation, déboisement, terrassement,…etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure. Il crée des risques à la vie humaine et aux déférentes constructions. **[6]**

Mouvements de pente peuvent prendre très différentes configurations, de roches renverser à la coulée de boue, peut impliquer une variété de matériau de roche dure, à l'argile sensible et de lœss, et peut résulter d'une variété de phénomènes de fonte rapide des neiges ou de fortes précipitations aux tremblements de terre. **[7]**

II.2 Classification des mouvements de terrain

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

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués : les mouvements lents et les mouvements rapides. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. **[8]**

Tableau II.1 : Classification des mouvements de terrain. **[9]**

Classe	Description	Vitesse
7	Extrêmement rapide	5 m/sec
6	Très rapide	3 m/min
5	rapide	1.8 m/heure
4	Modère	13 m/mois
3	Lent	1.6 mm/an
2	Très lent	16 mm/an
1	Extrêmement lent	≥16 mm/an

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

II.2.1 Pentes naturelles

Les mécanismes suivants peuvent être distingués :

- Ecroulements.
- Glissements.
  - Glissement plan.
  - Glissement rotationnel simple.
  - Glissement rotationnel complexe.
- Fluage et solifluxion.
- Coulées boueuses. **[10]**

II.2.2 Talus artificiels

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

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

- Talus en déblai.
- Talus en remblai sur sol non compressible.
- Talus en remblai sur sol compressible.
- Ouvrages de soutènement vis-à-vis d'un glissement profond. **[10]**

II.3 Eléments descriptifs d'un mouvement de terrain [11]

1) **Escarpement principal :** Surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface du glissement.
2) **Escarpement secondaire :** Surface circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
3) **Pied :** Correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale et la masse glissée. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
4) **Surface de glissement (Ou de rupture)** : C'est la surface qui sépare la masse glissante des terrains en place.
5) **Fissures et crevasse :** rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.
6) **Couronne :** sone située au-dessus de l`escarpement principal souvent peu affecte par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
7) **Tête :** c`est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l`escarpement principal.
8) **Elément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
9) **Flan** : limite latérales du glissement prolongeant l`escarpement principal.
10) **Extrémité inférieure (pouce)** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
11) **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d`effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
12) **Corps** : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.

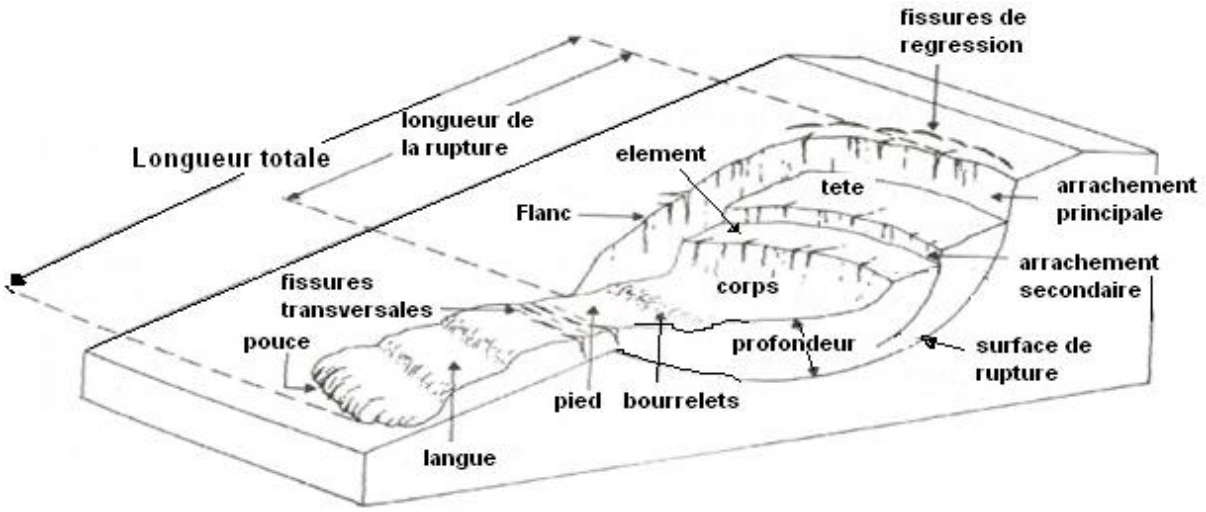


Figure II.1 : morphologie d'un glissement de terrain. **[11]**

II.4 Principaux types de mouvement de terrain

De très nombreux types de mouvement de terrain se produisent soit naturellement soit à la suite de travaux dus à l'homme.

II.4.1 Les mouvements lent et continue

Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, présente souvent des phases d'évolution lentes par fois accompagnées de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale.

Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public et ne sont pas directement dangereux pour l'homme. **[11]**

Ils regroupent :

- Le glissement ;
- L'affaissement ;
- Le tassement ;
- Le retrait-gonflement ;
- Le fluage ;
- La solifluxion.

II.4.1.1 Glissement de terrain

Il s'agit d'un déplacement lent d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante. Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de force extérieures (hydraulique ou sismique) ou d'une modification des conditions aux limites.

Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérent (marnes, argiles...). Les instabilités naturelles de ce genre sont extrêmement courantes et apparaissent sous de nombreuses formes. **[12]**

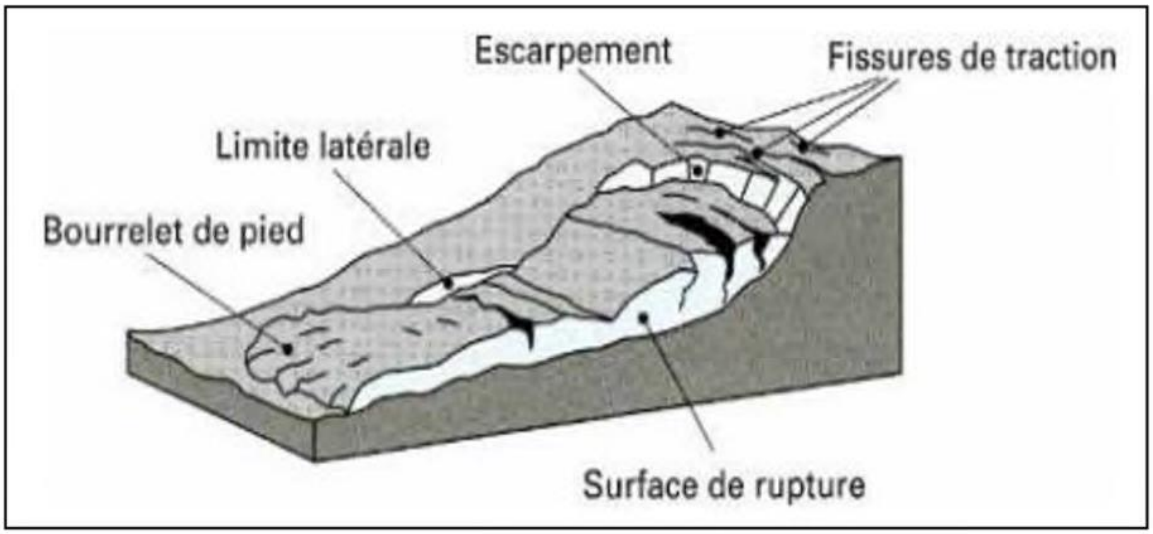


Figure II.2 : Les éléments descriptifs d'un glissement de terrain. **[13]**

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

- Glissement plan ;
- Glissements rotationnels.

a. Glissement plan

Lors d'un glissement plan, les couches de l'ensemble de terrain se déplacent selon une surface plus ou moins plane, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : Zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification... 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.3) Il s'étend sur une surface très vaste allant jusqu'à 30 km². L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

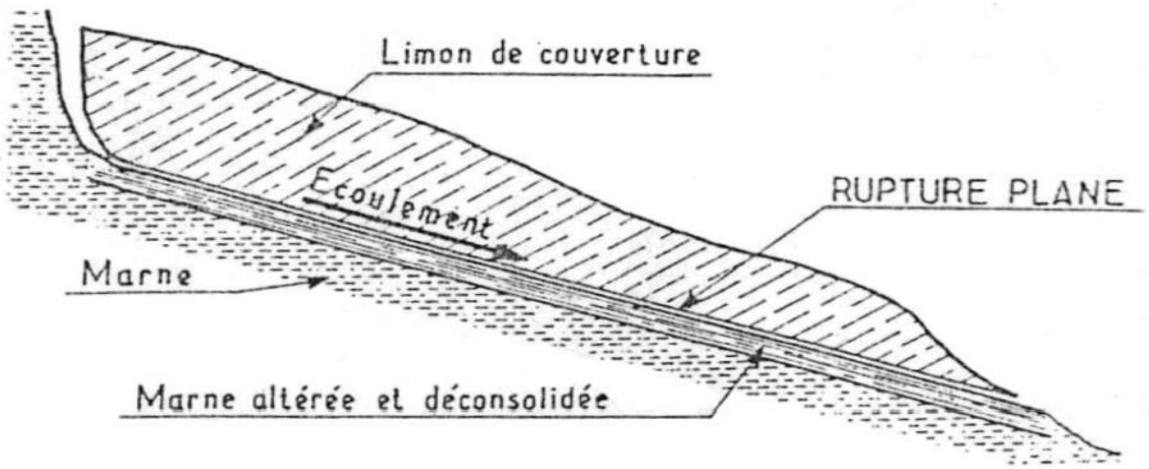


Figure II.3 : le glissement plan. **[14]**

b. Glissement rotationnel

On distingue deux types : le glissement rotationnel simple et le glissement rotationnel complexe.

b.1 Le glissement rotationnel simple

Lors d'un glissement rotationnel, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type circulaire sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. Mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par une bourrelle frontale plus ou moins marqué. Ils se produisent en particulier en terrains assez homogènes, à dominante argileuse ou marneuse. **[14]**

Le principe est schématisé dans la figure II.4.

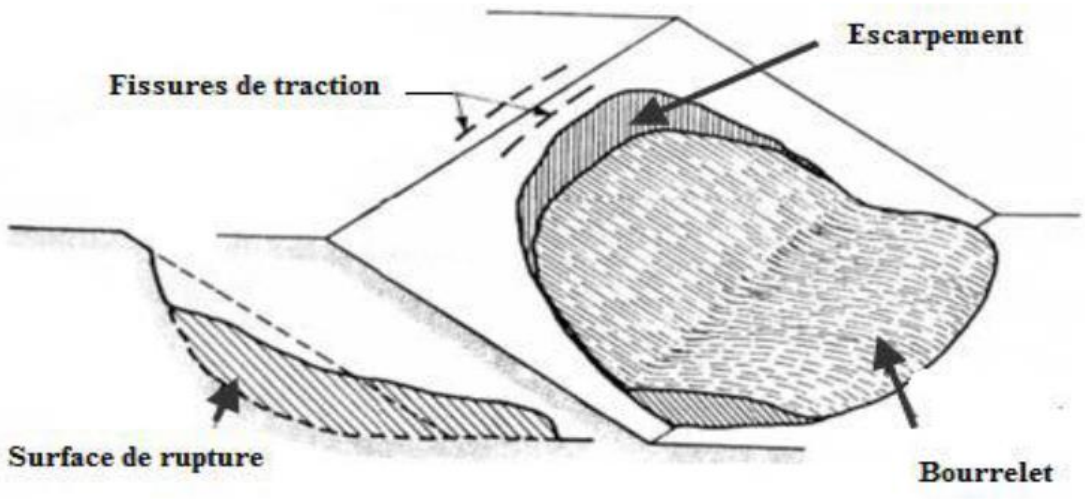


Figure II.4 : schéma d'un Glissement rotationnel simple. **[14]**

b.2 Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition de premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont. **[15]**

Ce principe schématisé est dans la figure suivante **(Figure II.5)**

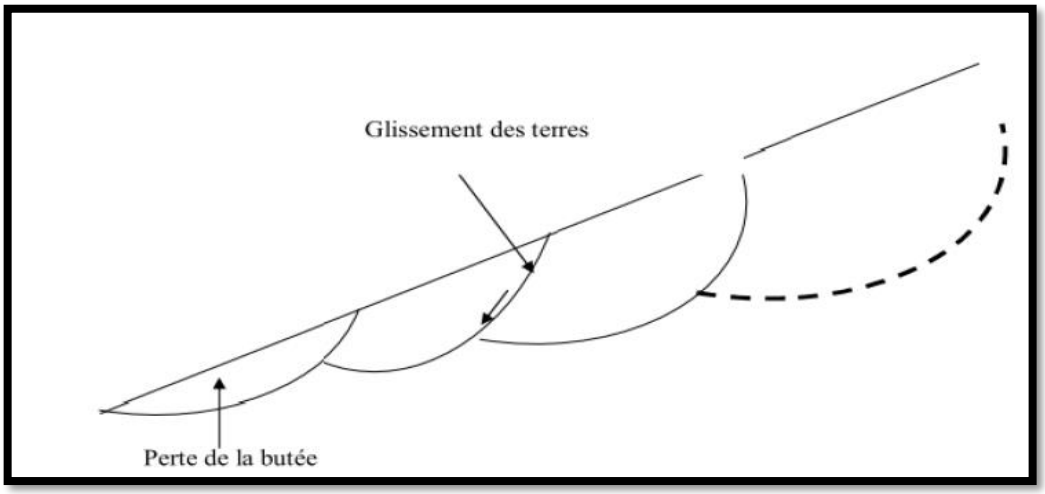


Figure II.5 : schéma d'un Glissement rotationnel complexe. **[15]**

II.4.1.2 l'affaissement

L'affaissement de terrain, déformation de la surface, qui peut atteindre plusieurs décimètres. Il se caractérise soit par une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure dû au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes. (Figure II.6)

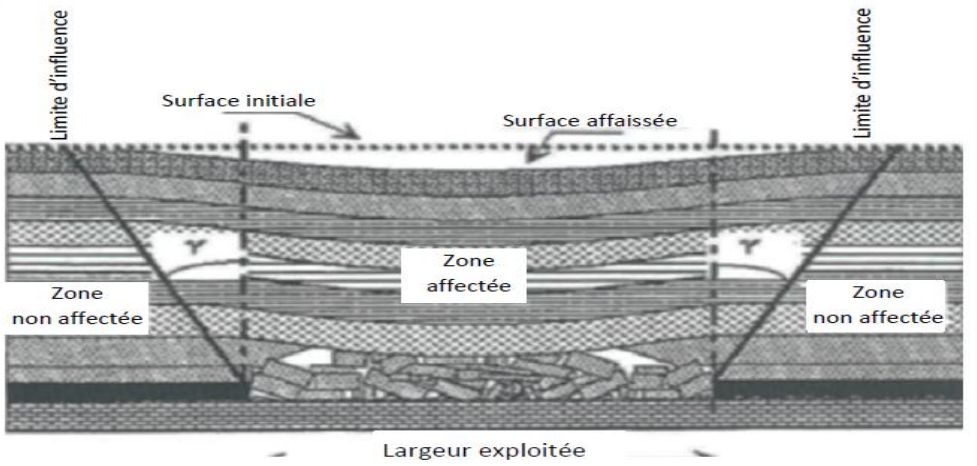


Figure II.6 : un affaissement lie à une exploitation ancienne. **[16]**

II.4.1.3 le tassement

Le tassement c'est une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe). Figure II.7

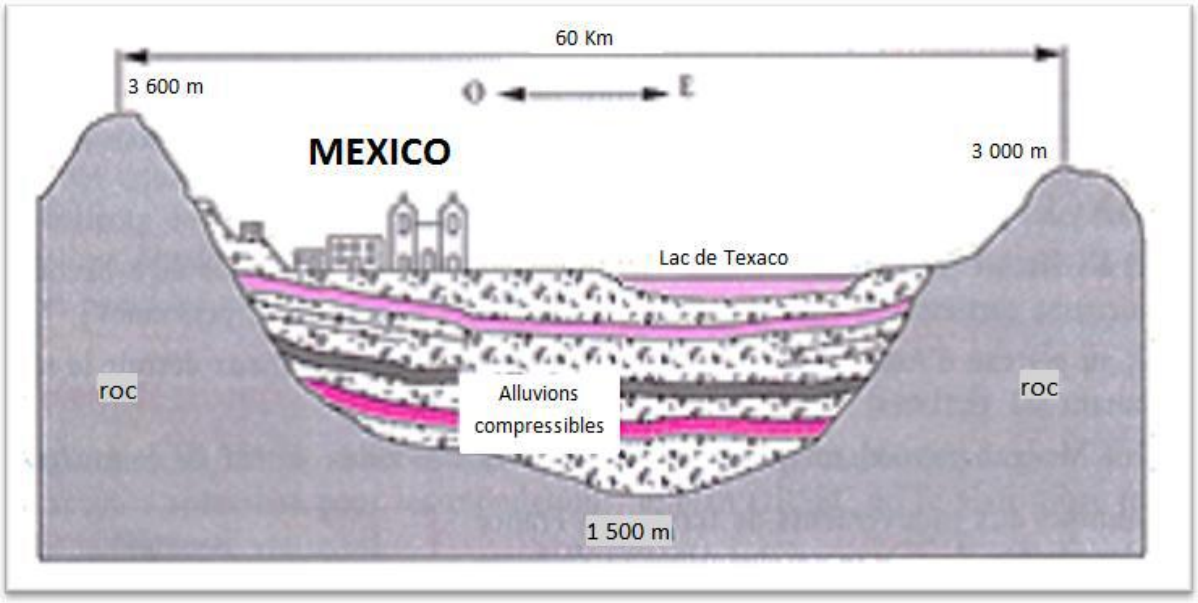


Figure II.7 : schéma de tassement au MEXICO. **[16]**

II.4.1.4 le retrait-gonflement

Le retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraine un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement. Figure II.8

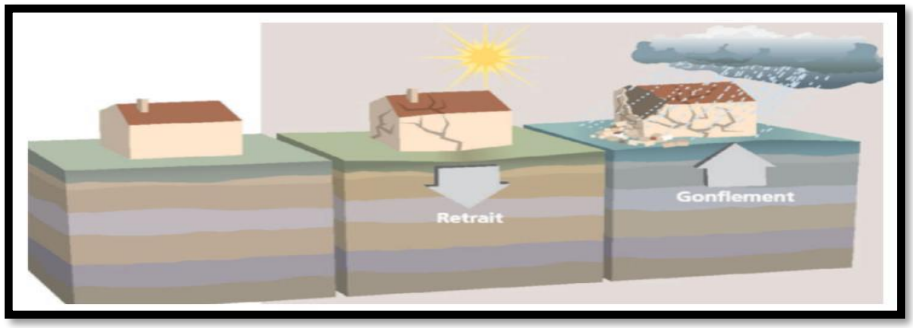


Figure II.8 : schéma de phénomène retrait-gonflement. **[17]**

II.4.1.5 Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, à des vitesses faibles. Dans ce cas il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements), en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut, soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture. **[17]**

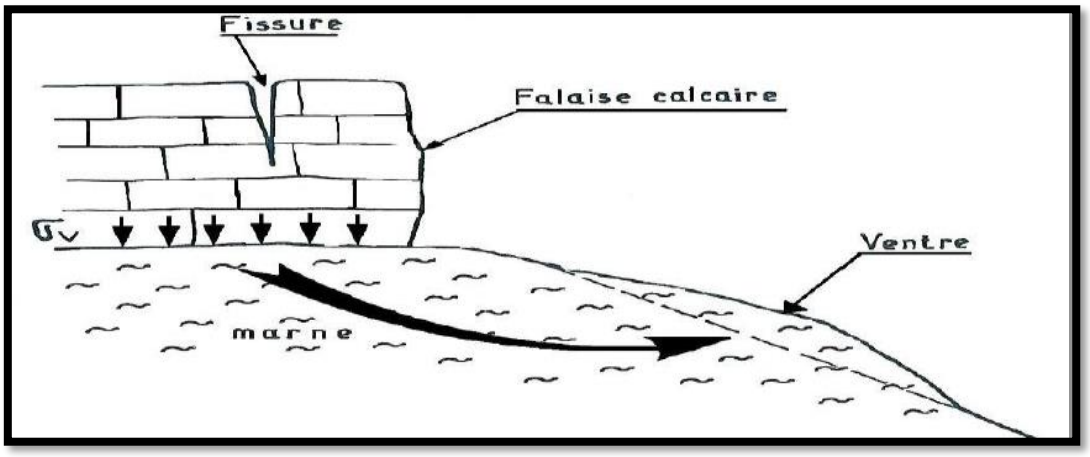


Figure II.9 : schéma de phénomène de fluage. **[18]**

II.4.1.6 Solifluxion

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

Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une reptation du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulations du sol et par l'inclinaison des arbres. **[14]**

II.4.2 Les mouvement rapide et discontinu

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les écroulements, l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides ont des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication…etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

II.4.2.1 les écroulements et les chutes de pierres et de blocs

Ils résultent de l'évolution de falaises allant, selon les volumes de matériaux mis en jeu, de la simple chute de pierres (inférieur à 0,1 m^3), à l'écroulement catastrophique supérieur à dix millions de m^3. **[17]**

Ils consistent à la chute libre ou au roulement au départ, après rupture, de blocs par fragmentation. Le mouvement pouvant ensuite se poursuivre par une série de rebonds de hauteur décroissante (dans le cas d'une pente régulière). La chute de blocs ne concerne qu'un nombre réduit d'éléments. Pour les éboulements, la masse instable est beaucoup plus volumineuse. Les blocs déstabilisés ont une trajectoire plus ou moins autonome. **[19]**

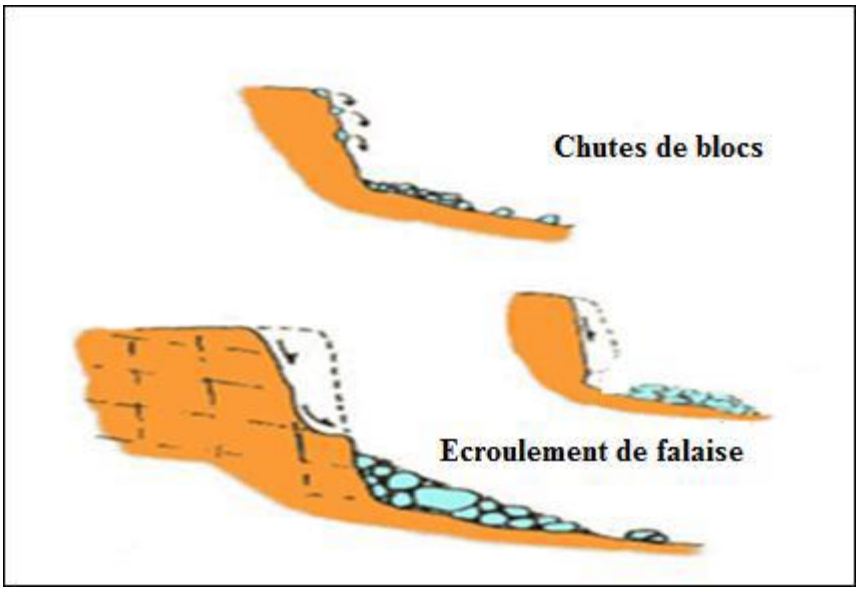


Figure II.10 : schéma de chutes de bloc et écroulement. **[19]**

II.4.2.2 les effondrements

Les effondrements sont des écroulements subverticaux dus à l'évolution des cavités souterraines naturelles (résultant de la dissolution de roche, calcaire ou gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains) peuvent entrainer l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement d'une forme circulaire. **[17]**

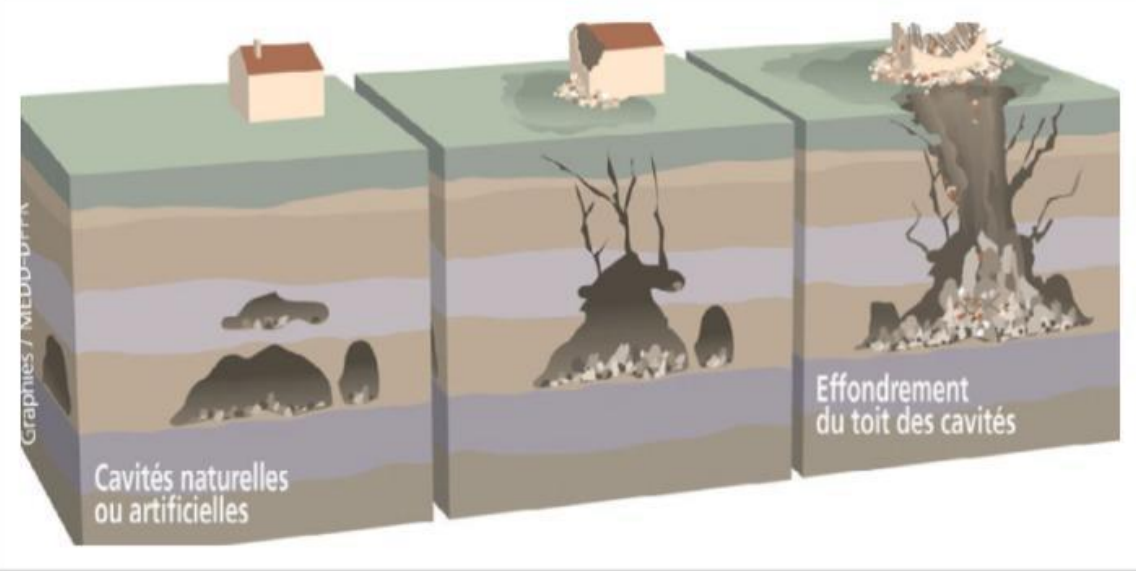


Figure II.11 : effondrement des cavités souterraines. **[17]**

II.4.2.3 L'éboulement

Ce sont des ruptures brutales intéressant des masses rocheuses importantes qui, sont sollicités par la pesanteur. Au moment de la rupture, le rocher est généralement soumis à des contraintes très inférieures à sa résistance. La rupture n'est possible que grâce à une fissuration préexistante. **[13]**

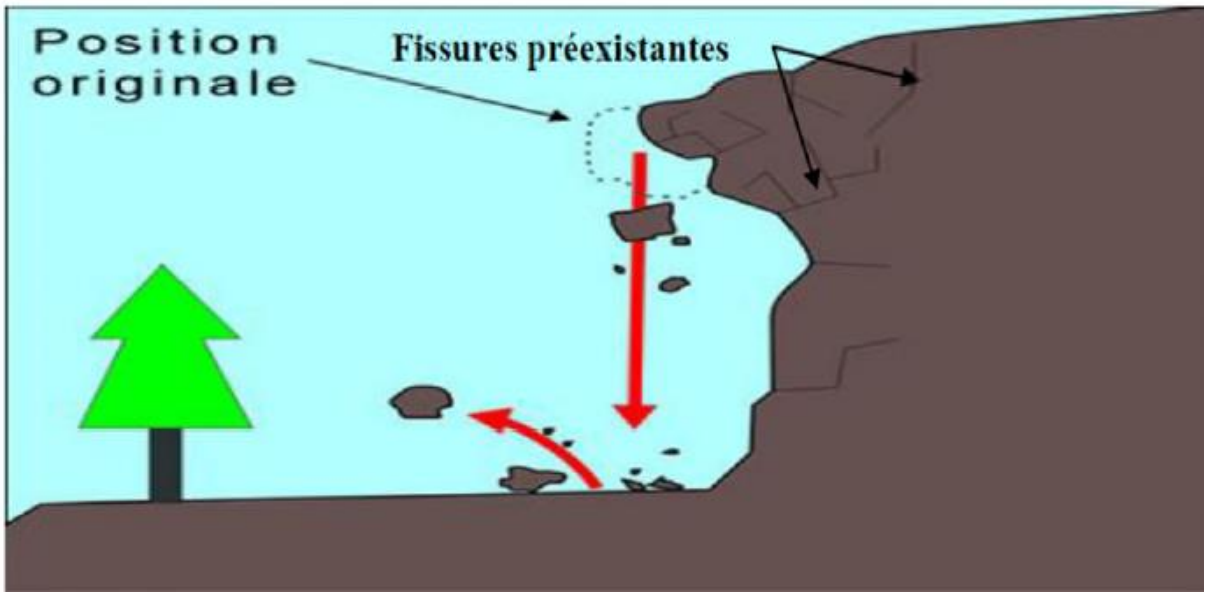


Figure II.12 : Éboulement d'un massif rocheux. **[13]**

II.4.2.4 Les coulées boueuse

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

Elles sont très souvent la conséquence de la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de forte précipitation, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente. Ils se produisent essentiellement en montagne. **[19]**

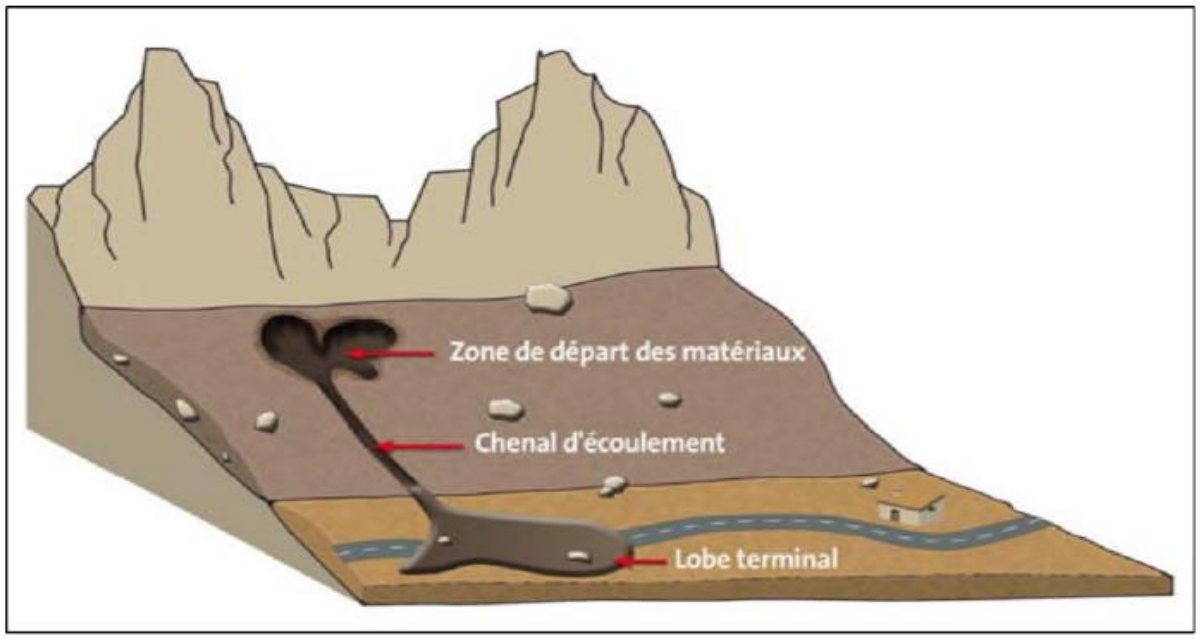


Figure II.13 : Coulée de boue. **[20]**

II.5 Principaux cause des mouvements de terrain

Les mouvements de terrain ont rarement une cause unique. C'est le plus souvent une action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenchent un glissement ; l'un des facteurs intervenant seul n'aurait en général rien produit. Les causes envisageables dans l'étude des mouvements de terrain peuvent se rattacher à trois catégories : **[21]**

- **Les lois générales de la dynamique**, (F = m.g), illustrées par la pesanteur, qui agit en permanence sur toute masse. Ce facteur est constant pour un site déterminé, sauf en cas de séisme ;
- **La loi de comportement du matériau**, qui montre que pour tout solide, les déformations sont liées aux contraintes (forces par unité de surface appliquées sur

un solide) et à leur variation, mais aussi à la température du solide, à sa teneur en eau et à son vieillissement ;

- **Les conditions qui règnent au pourtour du massif** (dites conditions aux limites):
  - Formes de la surface topographique et de la surface de glissement, qui délimitent le volume instable (conditions aux limites géométriques) ;
  - Ensemble des contraintes sur le pourtour du massif, parmi lesquelles les pressions interstitielles (conditions aux limites hydrauliques) jouent un rôle très important ;
  - La nature des terrains constituant le site ;
  - Action de la pluie et les eaux de ruissellement ;
  - Émergence de nappes aquifères ;
  - Les réseaux de distributions d'eau et égouts ;
  - Pente du versant ;
  - Déboisement du site ;
  - Séismes et vibrations.

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

- **Variation de la pesanteur :**

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

- **Variation de la loi de comportement :**

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

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

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

- **Variation des conditions aux limites :**

Elle peut avoir plusieurs origines, soit une origine météorologique (précipitations, fonte de la neige), soit une origine humaine (modification de forme par surcharge ou terrassement, modification de l'hydrologie naturelle). **[21]**

Conclusion

Les mouvements de terrain regroupent plusieurs types de phénomènes très différents les uns des autres par leur nature (glissements, coulées de boues, etc.), leur comportement, ainsi leur conséquence soit les dégâts matérielles ou humaines.

Leur occurrence est très marquée par les variations de climat mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les actions de l'homme.

CHAPITRE III :
MÉTHODES DE CALCUL DE LA STABILITÉ DES TALUS

Chapitre III : Méthodes de calcul de la stabilité des talus

Introduction

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

III.1 Définition du coefficient de sécurité

La détermination de la stabilité d'un ou d'une pente passe essentiellement par le calcule de coefficient de sécurité F_s qu'est définit comme le facteur pour lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

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

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

Théoriquement, la pente est dit stable si Fs>1. L'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque Fs=1. Mais dans la pratique, le coefficient Fs est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes. **[22]**

Le coefficient de sécurité peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau III.1 :

Tableau III.1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité. **[23]**

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F=\tau max/\tau$
Rapport de forces	*F=Erésist/Emoteur*
Rapport de moments	*F=Mresist/Mmoteur*
Rapport de grandeurs	Par ex: *H/Hmax*

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

Tableau III.2 : Équilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité. **[24]**

Facteur de sécurité	État de l'ouvrage
Fs< 1	instable
Fs= 1	Stabilité limite
Fs ϵ] 1 ; 1,25[	Sécurité contestable
Fs ϵ] 1,25 ; 1,4[	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu important mais par contre c'est une sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert
Fs> 1,4	Sécurité satisfaisante

III.2 le choix des méthodes de calcule

Un choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode définissant une surface de rupture (méthode d'équilibre limite). Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente,

mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle. **[24]**

Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui sont :

- Pré-rupture : où le comportement du sol est élasto-viscoplastique et où le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité, les déformations sont quasi homogènes ;
- Rupture : où une partie du massif se déplace par rapport à l'autre, le modèle de sol est élasto-plastique, voire rigide-plastique ;
- Post-rupture : où une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable ;
- Réaction : quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface, suivant un comportement rigide-plastique.

III.3 les méthodes de calcul de stabilité

L'analyse de la stabilité des ouvrages en terre se fait traditionnellement au moyen des méthodes de calcul à la rupture qui donnent par coefficient de sécurité (F_s).

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

- ❖ Les méthodes de l'équilibre limite ;
- ❖ Les méthodes des éléments finis ;
- ❖ Les méthodes des différences finis.

III.3.1 les méthodes de l'équilibre limite

Les méthodes de l'équilibre limite sont largement utilisées pour l'étude de la stabilité des blocs rocheux et très simples à utiliser et bien adaptées pour une première estimation rapide de la stabilité des pentes. Elles peuvent être appliquées à l'étude de la rupture par glissement plan, dièdre ou par basculement.

III.3.1.1 cas d'une rupture plan de longueur infinie

Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente comme les plans A-A' et B-B'.

Les forces sur les deux extrémités du bloc seront identique en amplitude, en sens opposé, et colinéaire. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorés dans l'équilibre des équations. Résumant les forces des d'érections perpendiculaire et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes pour la force de cisaillement, T et la force normale N sur le plan. **[25]**

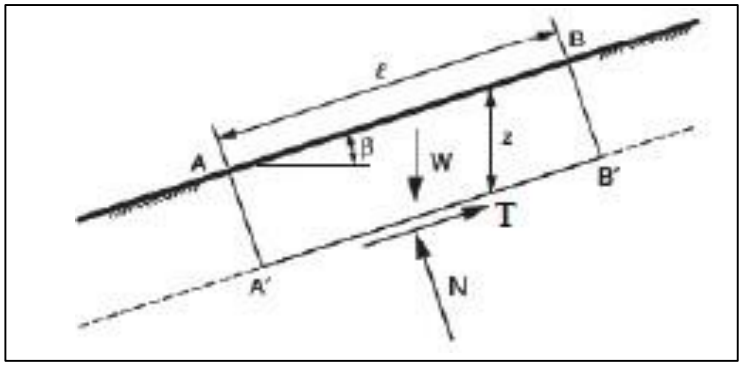


Figure III.1 : les forces appliquées sur une tranche. **[24]**

Avec

β : l'angle de la pente avec l'horizontale.

N, T : les réactions normale et tangentielle à la base du bloc.

W : le poids du bloc de sol considéré.

Pour le calcul de stabilité des pentes infinie on a deux cas : le cas de présence de l'eau et le cas d'absence d'eau.

a. Cas de présence d'eau :

- Équilibre des forces au plan AB :

$$W = \gamma . z . AB . \sin \beta \quad \text{(III.1)}$$

$$\tau = \gamma . z . \cos\beta . \sin\beta \text{ avec } T_w = \gamma . z . AB . \cos\beta . \sin \beta \quad \text{(III.2)}$$

$$\sigma_n = \gamma . z . \cos^2\beta \text{ avec } N_w = \gamma . z . AB . \cos^2\beta \quad \text{(III.3)}$$

Avec **γ** : le poids volumique.

- La résistance au cisaillement de la masse :

$$R = C . AB + \sigma_n . \tan\varphi . AB \quad \text{(III.4)}$$

Avec φ : Angle de frottement intrinsèque il est détermine par la relation :

$$\varphi = arcsin\left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}\right), (°) \quad \text{(III.5)}$$

Avec :

- σ_c et σ_t : Résistance à la compression et Résistance à la traction, (kN/m²).

Le coefficient de sécurité dans une rupture plane est défini comme étant le rapport entre les forces de résistance et les forces motrices :

$$F_s = \frac{\sum \text{Forces résistances}}{\sum \text{Forces motrices}} \quad \text{(III.6)}$$

$$F_s = \frac{C + \Upsilon \times Z \times \cos^2\beta \times \tan\varphi}{\Upsilon \times Z \times \cos\beta \times \sin\beta} \quad \text{(III.7)}$$

$$F_s = \frac{C}{\Upsilon \times Z \times \cos\beta \times \sin\beta} + \frac{\tan\varphi}{\tan\beta} \quad \text{(III.8)}$$

Finalement la résistance mobilisée en cisaillement le long de AB d'après l'équation de coulomb est définie comme suit :

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{C + (\sum_0^z \gamma \times h - \gamma_w \times h_w) \times \cos^2\beta \times \tan\varphi}{\cos\beta \times \sin\beta \times \sum_0^z \gamma \times h} \quad \text{(III.9)}$$

b- Cas d'absence d'eau

On considère que Υ est constant.

$$F_s = \frac{C + \gamma \times Z \times \cos^2\beta \times \tan\varphi}{\gamma \times Z \times \cos\beta \times \sin\beta} \quad \text{(III.10)}$$

III.3.1.2 Cas de rupture de pente de longueur finie

a- Cas absence d'eau

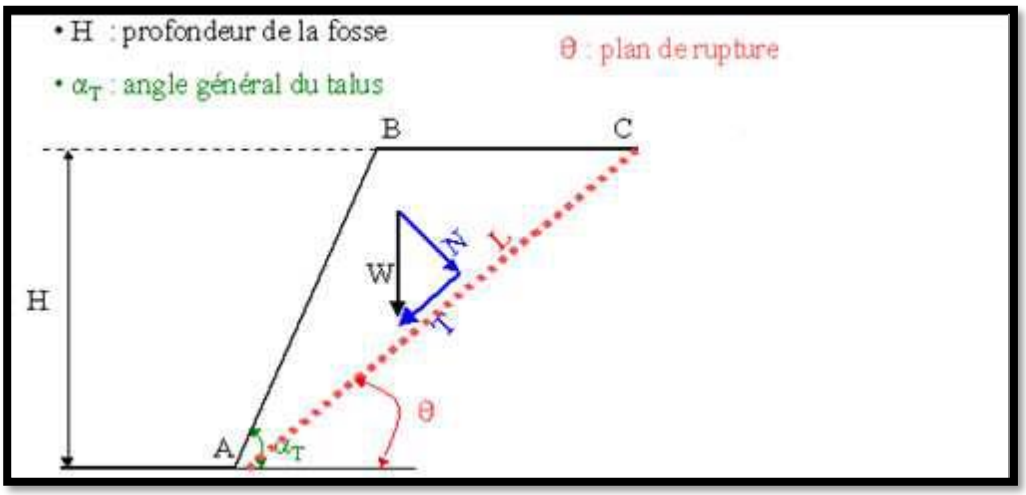


Figure III.2 : force applique sur une tranche de longueur finie. **[25]**

Avec :

- W : poids du bloc ABC.

- N : composante normale, N = W. cos θ
- T : composante tangentielle de cisaillement, T = W. sin θ
- σ_n : contrainte normale, $\sigma_n = \frac{N}{S}$
- S : surface de cisaillement, S = L.l
- τ : contrainte de cisaillement, $\tau = \frac{T}{S}$
- Résistance au cisaillement, $\tau = C + \sigma_n * \tan \varphi$

Dans ce cas l'expression du facteur de sécurité devient :

$$F_s = \frac{R}{\tau} = \frac{C+\sigma_n \times \tan \varphi}{\tau} \quad \text{(III.11)}$$

Avec : $\tau = \frac{W \sin \theta}{L}$ et $\sigma_n = \frac{W \cos \theta}{L}$

On remplace les différents paramètres de F_s dans la relation (III.11) on aboutit à la relation suivante :

$$F_s = \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} + \frac{2 \times C}{\gamma \times H \times \sin^2 \theta (\frac{1}{\tan \theta} - \frac{1}{\tan \alpha T})} \quad \text{(III.12)}$$

Pour assurer l'équilibre, ce facteur doit être supérieur à 1. Dans le cas du dimensionnement des talus (stabilité générale), un facteur de 1.2 à 1.5 est souvent favorable à utiliser. En pratique, on fait le calcul inverse : le facteur de sécurité est fixé et on recherche l'angle du talus pour obtenir ce facteur. **[25]**

Lorsque la cohésion (C) est nulle les conditions de sécurité se simplifie considérablement et le critère devient une comparaison entre l'angle de frottement φ et l'inclinaison de la discontinuité θ, et considère comme instable pour θ > φ.

$$F_s = \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} \quad \text{(III.13)}$$

b- Cas présence d'eau

En général, l'eau réduit la résistance au cisaillement de la roche (réduction de la cohésion C et de l'angle de frottement (φ)). Certaines roches sont beaucoup plus sensibles à l'eau que d'autres (argiles, schistes, …). En l'absence d'écoulement, l'eau induit des pressions interstitielles qui modifient les conditions de stabilité et lorsqu'il y a écoulement, l'eau induit une force active qui réduit considérablement le facteur de sécurité.

Le facteur de sécurité dans ce cas est déterminé comme suit :

N= W. cos θ

T= W. sin θ

W= (γ_s - γ_e). h. S (bloc de 1m^3)

N= (γ_s - γ_e). cos θ (h= 1m, S=1m^2)

T= (γ_s - γ_e). sin θ

Force d'écoulement = γ_e. sin θ

$$F_s = \frac{[(\gamma_s - \gamma_e) \times \cos\theta] \times \tan\varphi}{(\gamma_s \times \gamma_e) \times \sin\theta + \gamma_e \sin\theta} = (1 - \frac{\gamma_e}{\gamma_s}) \frac{\tan\varphi}{\tan\theta} \quad \text{(III.14)}$$

III.3.1.3 Cas d'une rupture circulaire

L'étude de la rupture circulaire d'une masse peut se faire par deux méthodes :

- Méthode des tranches ;
- Méthode globale.

III.3.1.3.1 Méthode des tranches

C'est une méthode suédoise due à Peterson (1916), elle a subi plusieurs adaptations au fil des années tel que son développement par Fellenius en 1927 pour les ruptures circulaires, par Bishop en 1954 et en fin elle a été étendue aux ruptures non circulaires par Nouveiller en 1956.

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement. Figure III.3

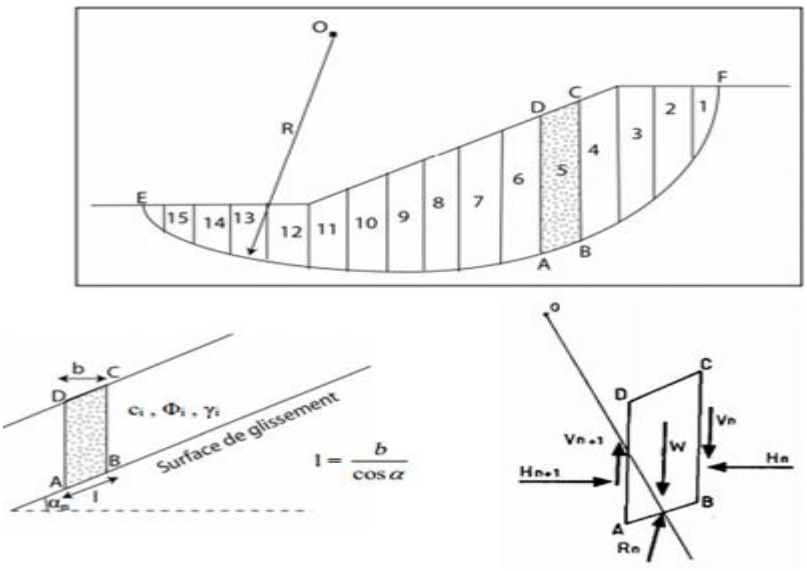


Figure III.3 : Surface de rupture supposée circulaire et bilan des efforts. **[24]**

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

- Son poids W.
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux Hn et Hn+1 et en efforts verticaux Vn et Vn+1.
- La réaction Rn du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle

Pour les calculs de la stabilité par la méthode des tranches on utilise plusieurs méthodes. On va présenter les plus utilise à savoir la méthode de Fellenius et la méthode de Bishop simplifiée. **[24]**

- ## Méthode des tranches de Fellenius (1927)

Appelée aussi la méthode suédoise de tranches, c'est la première méthode de tranches développé et présenté dans la littérature.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont ignorées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche.

Cette méthode néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), figure III.4. La force normale N devient :

On a

$$N \cos \alpha + T \sin \alpha = W \qquad \text{(III.15)}$$

$$T \cos \alpha - N \sin \alpha = 0 \qquad \text{(III.16)}$$

D'où

$$N = W \cos \alpha$$

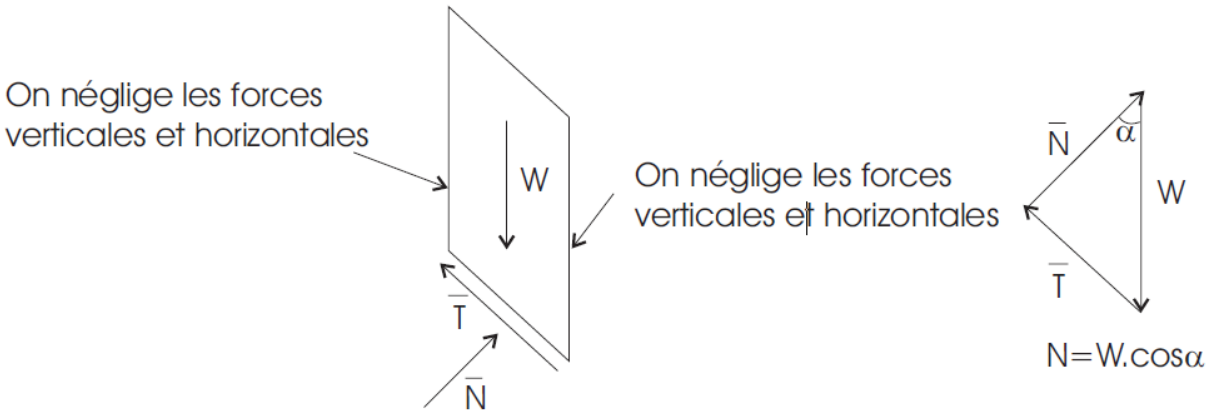


Figure III.4 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius. **[24]**

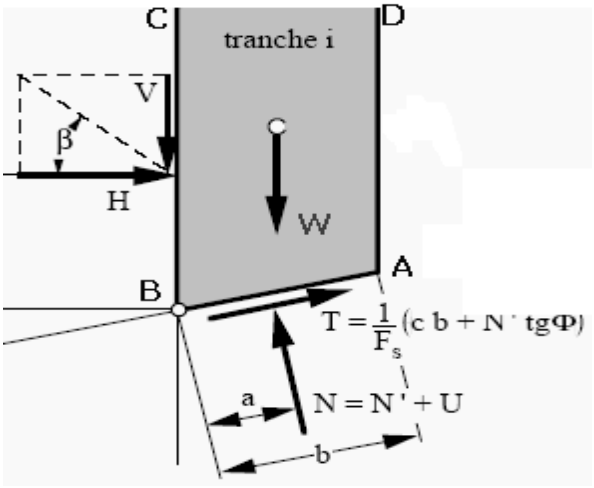


Figure III.5 : force applique sur la tranche i. **[24]**

Le facteur de sécurité pour la tranche i est calculé comme suit :

$$F_s = \frac{\sum C_i \frac{b}{\cos\alpha} + \left(W\cos\alpha - u\frac{b}{\cos\alpha}\right)\tan\varphi_i}{\sum W \sin\alpha} \qquad \text{(III.17)}$$

Avec

C_i : la cohésion de la tranche i ;

u : pression interstitielle avec $u = Z_w \cdot \gamma_w$

Z_w : hauteur d'eau ;

γ_w : poids volumique de l'eau.

φ_i : l'angle de frottement interne de tranchée.

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

- **Méthode de Bishop simplifiée (1954)**

En 1954, Bishop a apport une amelioration a la methode de fellenius en consederant que les force verticale entre les tranche pour la tranche etudie sont egale a zero (V_n-V_{n+1}= 0) et de consederer les efforts inter-tranches horizontale uniquement.

Le facteur de securite F_s pour cette methode est calcule par itérations successives dans la premiere iteration faite avec le facteur de securite obtenu avec la methode de Fellenius. **[21]**

Le facteur de securite est calcule avec la relation suivant :

$$F_s = \left(\frac{1}{\sum W \sin\alpha}\right) \sum \frac{(W - u_n \times b)\tan\varphi_i + c_i \times b}{\cos\alpha + \sin\alpha \times \frac{\tan\varphi_i}{F_s}} \qquad \text{(III.18)}$$

On utilise les calcule par ordinature pour realiser les defirante alteration de la methode de Bishop.

III.3.1.3.2 Méthode globale

La méthode globale consiste à étudier l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement où la ligne de rupture est généralement supposée circulaire (méthode de Taylor, de Caquot, Biarez,…etc.).

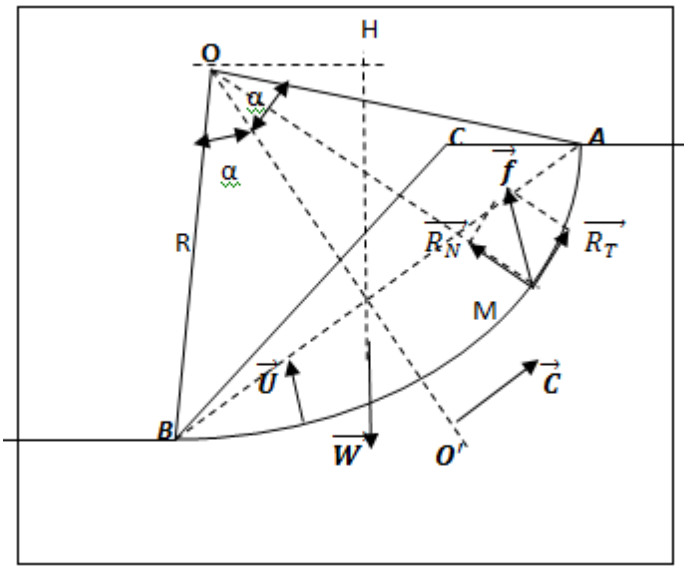


Figure III.6 : étude d'équilibre globale d'un massif. **[21]**

La figure III.5 représente le talus *ACB*, dont étudie la stabilité. Comme c'est souligné plus haut, ce massif est homogène, mais il peut renfermer une nappe phréatique ou même être le siège d'un écoulement. On suppose que la rupture du massif va se produire le long d'un arc de cercle, de centre O et de rayon r et on se propose d'évaluer le coefficient de sécurité

correspondant, c'est-à-dire la fraction de la cohésion et du frottement interne réel du terrain qu'il convient de mobiliser, pour assurer strictement l'équilibre de la zone *ACBMA* du massif. **[21]**

Les forces qui agissent sur la zone ACBMA représente dans la Figure III.5 sont :

W : poids des terres et de l'eau situées dans la zone ;

U : la résultante des efforts transmis par l'eau de la nappe sur le contour *CBMA*

Les contraintes effectives le long de la ligne de glissement *AMB.*

La contrainte critique en *M* est la somme de :

C : Contrainte de cohésion ;

f : contrainte de frottement.

L'équation d'équilibre de la zone ACBMA donne :

$$W+U+C+f=0$$

L'expression de facteur de sécurité final s'écrit comme suit :

$$F_s = \frac{R\,.\,\tan\varphi.\ R_n+2\,.\,R^2.\ C\,.\,\alpha}{W.OH} \qquad \text{(III.19)}$$

III.3.1.4 les limite de la méthode de l'équilibre limite

- La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre.
- Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune information sur les déplacements.
- Le coefficient de sécurité Fs est supposé identique en chaque point du plan de glissement.
- Pour des géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables.**[23]**

III.3.2 La Méthode des éléments finit

La méthode d'élément finis (FEM) trouve son application principale dans les milieux continus. Elle a permis de résoudre et d'expliquer plusieurs problèmes relatifs de comportement des talus instables (notamment le phénomène de rupture progressive s'amorçant en pied de talus). La méthode des éléments finis permet de modéliser un système physique faisant intervenir plusieurs variables. Cette méthode peut étudier des milieux à caractéristiques homogènes ou hétérogènes. Elle peut prendre en compte des comportements rhéologique variés: élasticité, plasticité, viscosité…etc.

Les principales utilisations de la méthode d'élément finis pour la conception sont comme suit :

- Les analyses par éléments finis peuvent fournir des évaluations des déplacements et des pressions d'eau interstitielle de construction. Ou quand il y a de souci pour des dommages aux structures adjacents.
- Les analyses par l'élément finis fournissent le modèle de déplacement qui peut montrer le potentiel probablement et les mécanismes d'échec complexes. La validité du facteur de sécurité obtenue à partir des analyses d'équilibre limite dépend de la localisation des surfaces de glissement potentielle les plus critiques. Une fois qu'un mécanisme d'échec potentiel se développant par ce mode peut être calculé suivant des procédures conventionnelles d'équilibre limite.
- La méthode d'élément finis peut être particulièrement utile quand les matériaux ont des propriétés différentes.

La résolution d'un problème physique par la méthode des éléments fini passe par les étapes suivantes : **[25]**

Étape 1 : formulation variationnelle

Formulation des conditions aux limites et des équations gouvernantes qui sont souvent des équations différentielles ou dérivées partielles.

Étape 2 : Discrétisation du domaine

Cette étape consiste à diviser le modèle en éléments finis, de formes géométriques simples : triangle, quadrilatère, tétraèdre, cubique...etc. Cette division est appelée maillage et c'est au cours de cette étape que se fait la préparation des données géométriques (connectivités, coordonnées des nœuds et des éléments).

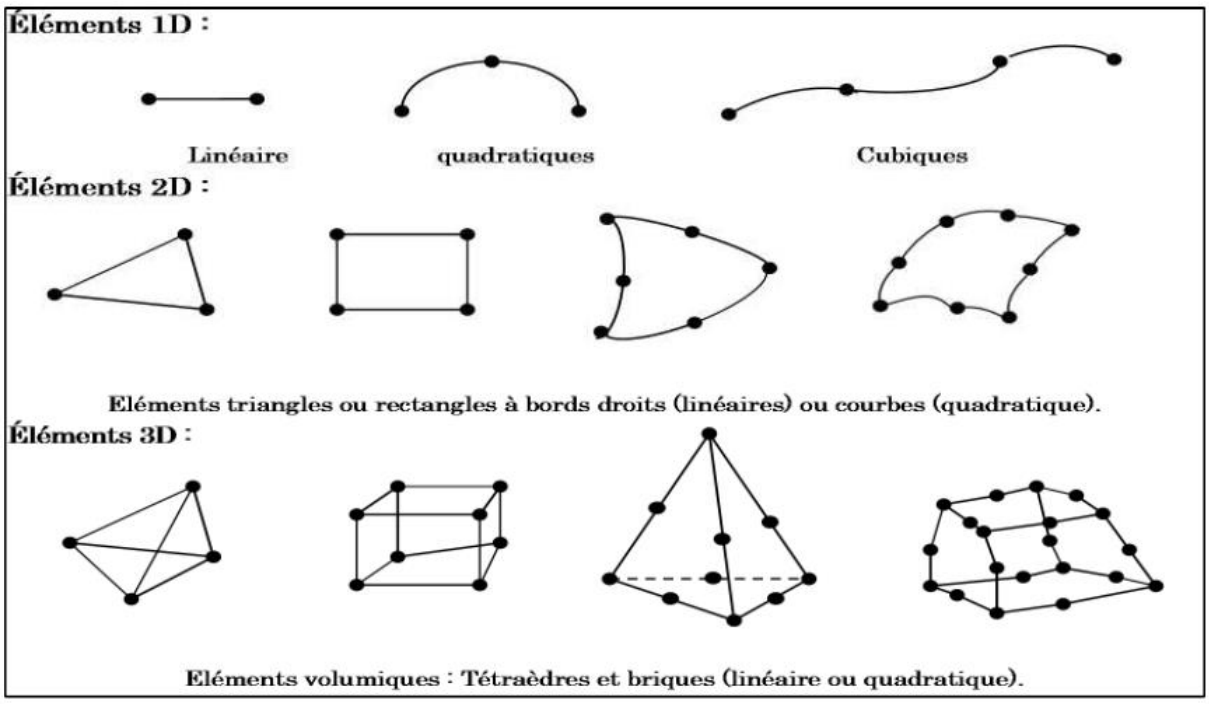


Figure III.7 : Éléments géométrique. **[25]**

Étape 3 : Approximation et interpolation sur l'élément

Dans chaque élément, la variable (le déplacement, la contrainte, la pression, …etc.) est approchée par une simple fonction linéaire, polynomiale ou autres. Le degré du polynôme d'interpolation est relié au nombre de nœuds de l'élément. C'est donc dans cette étape que se fait le calcul des matrices élémentaires.

Étape 4 : Assemblage

Cette phase consiste à construire les matrices de tout le domaine (matrice globale), à partir des matrices caractéristiques des différents éléments (matrices élémentaires), préalablement calculées dans l'étape précédente. En pratique dès qu'une matrice élémentaire est calculée, elle est assemblée à la matrice globale.

Étape 5 : Résolution du système globale

L'assemblage donne naissance à un système global linéaire ou non linéaire. Il définit, soit un problème d'équilibre (cas stationnaire ou statique), soit un problème de propagation (cas transitoire) dans lequel il faut déterminer les variations dans le temps des variables physiques et la propagation d'une valeur initiale.

Donc, en fait, la MEF est une technique multidisciplinaire qui fait appel :

- Aux sciences de l'ingénieur (lois gouvernants les phénomènes physiques telles les conservations de la masse, de la quantité de mouvement, de l'énergie, …etc.) ;
- Aux mathématiques appliquées (méthodes numériques) ;
- À l'informatique appliquée (exécution des calculs à l'aide de l'ordinateur).

Le calcul qui se base sur la MEF peut être mené avec tout programme général d'éléments finis ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique tels que le Plaxis, Faise, Cesar Crisp… etc

III.3.2.1 Les modèles de comportement utilisés dans la MEF

- Le comportement élasto-plastique.
- Le modèle élastique linéaire.
- Le modèle de Mohr-coulomb :

Le modèle de Mohr-coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Le modèle demande la détermination de cinq paramètres : **[26]**

- Le module d'Young E (KPa).
- Le coefficient de poisson υ (sans unité).
- La cohésion C (KPa).
- L'angle de frottement interne φ (°).
- L'angle de dilatance ψ (°).

III.3.2.2 Calcul de facteur de sécurité dans la MEF

La réduction des caractéristiques mécaniques (phi-c reduction) est une option disponible dans (PLAXIS 8.2) qui permet de calculer des coefficients de sécurité, les caractéristiques tanφ et C sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. **[26]**

$$\sum Msf = \frac{\textbf{tan φ input}}{\textbf{tan φ reduced}} = \frac{\textbf{C input}}{\textbf{C reduced}} = \frac{\textbf{resistance disponible}}{\textbf{resistance à la rupture}}.$$

III.4 Présentation de logiciel PLAXIS

PLAXIS est un programme de simulation par la méthode d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

III.4.1 Objectif de PLAXIS

PLAXIS est un outil adéquat pour une analyse pratique dans le domaine de la géotechnique pour des utilisateurs qui ne soient pas nécessairement des spécialistes en calcul numérique. Souvent, les ingénieurs considèrent les calculs non-linéaires par élément fini sont laborieux et consomment beaucoup de temps. Le groupe de recherche et de développement de PLAXIS ont à cet effet, recherché à mettre à la disposition des utilisateurs un logiciel facile à utiliser, basé sur des procédures théoriques fortes.

PLAXIS permet d'effectuer de différents types de calculs aux éléments finis. Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et il permet de réaliser un calcul plastique (Plastic calculation), une analyse de consolidation (Consolidation analysis), un calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction) ou un calcul dynamique (Dynamics calculation).

III.4.2 Les options du code de calcul utilisées dans PLAXIS

a. Input

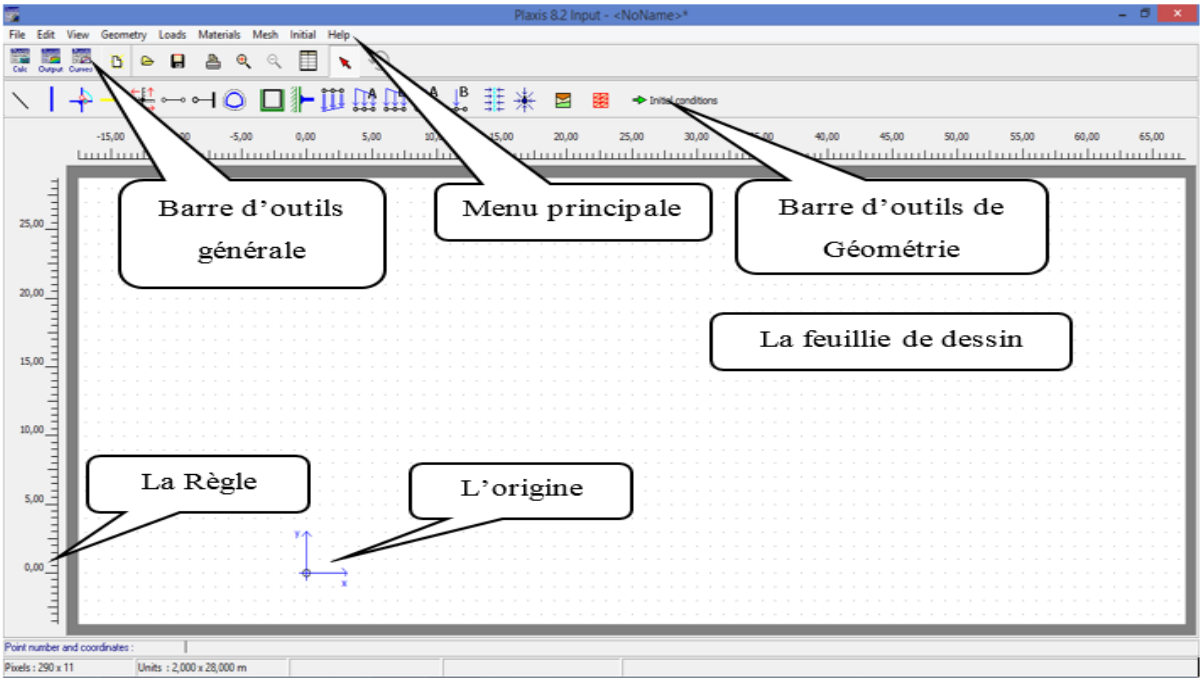


Figure III.8 : la fenêtre input de PLAXIS 8.2. (Logiciel PLAXIS 8.2)

Input consiste à faire différente taches qui sont :

- **Une définition graphique et géométrique du modèle :** définition des couches, des ouvrages, des phases de construction et chargements et des conditions aux limites. Elle s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser.
- **Une génération automatique du maillage :** le maillage d'éléments finis est généré à partir du modèle géométrique, avec des options pour le raffiner.
- **Les conditions aux limites :** Ce sont des déplacements nuls imposés. Ils peuvent être appliqués aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle dans toutes les directions. **[26]**
- **Un chargement :** deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie. Les charges peuvent être réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs. **[25]**
- **Introduire les propriétés des matériaux**

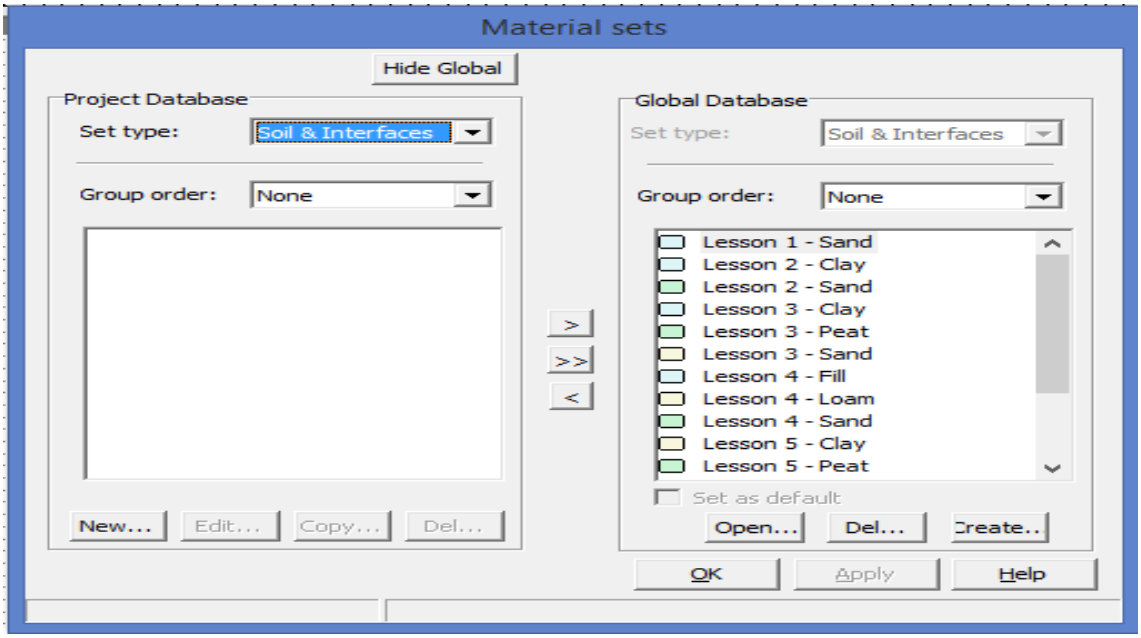


Figure III.9 : Fenêtre de saisie des propriétés de matériaux. (Logiciel PLAXIS 8.2)

L'introduction des propriétés des matériaux est une tâche très importante lors de la simulation et de calcule de stabilité par le logiciel PLAXIS.

- **Introduire le régime d'écoulement :** Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent êtres générés par combinaisons de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions.

b. Calculations

Le programme de calcul conduit à des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique soit par un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases peuvent être définies avant le lancement des calculs. **[26]**

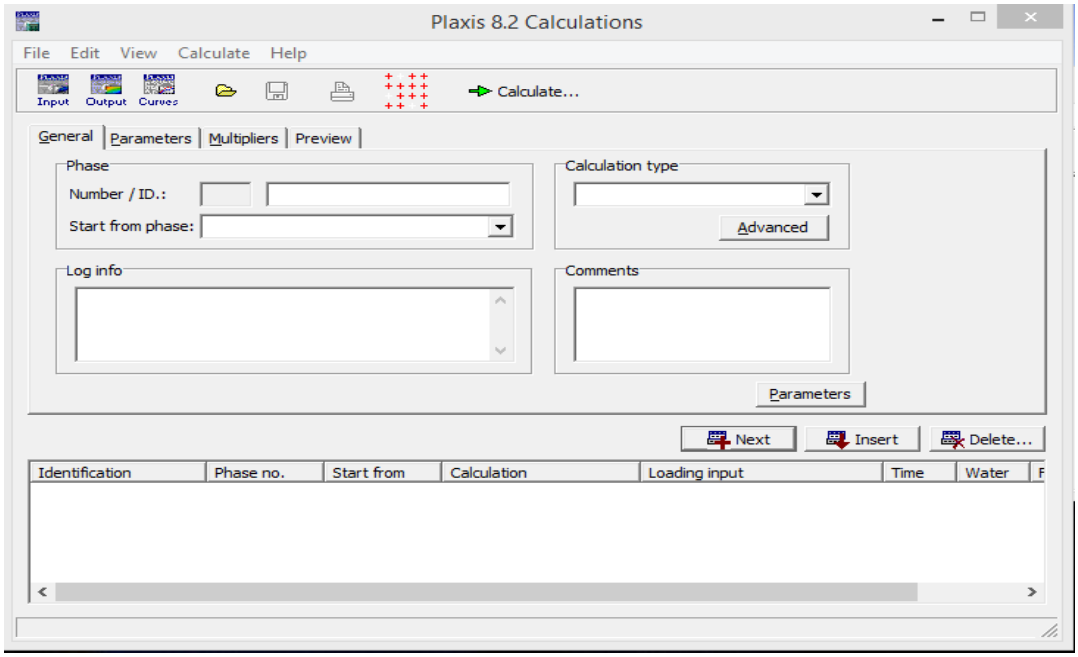


Figure III.10 : la fenêtre de calcule PLAXIS. (Logiciel PLAXIS 8.2)

c. Output

Le post processus « Plaxis » a des fonctions graphiques pour estimer les résultats des calculs, les valeurs précises des déplacements, les forces et les contraintes. Ils sont accessibles sur des tableaux de résultats du module output.

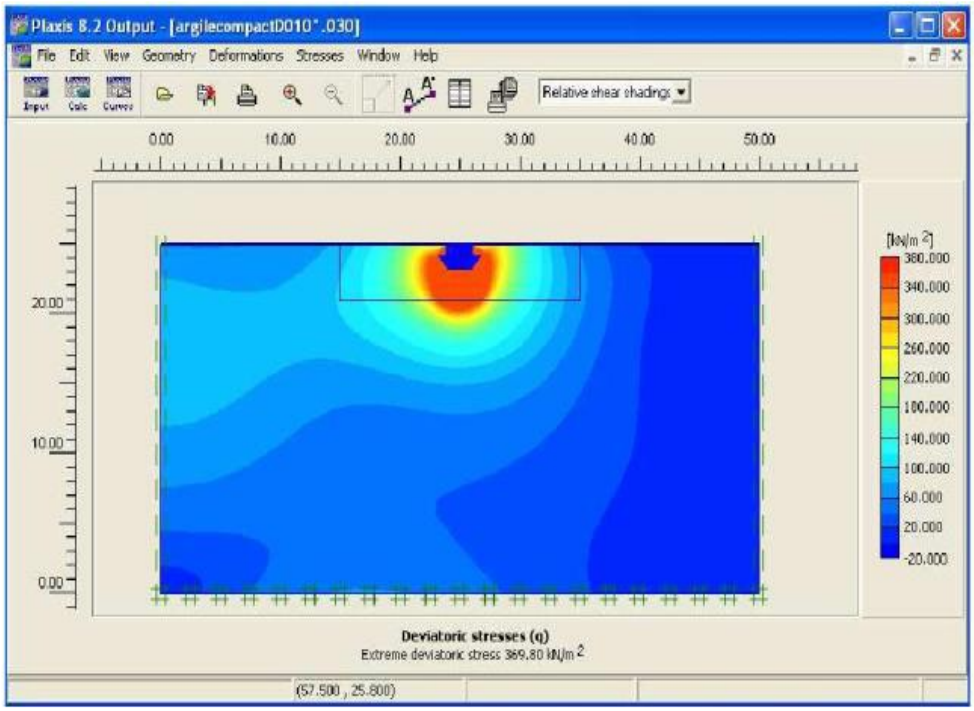


Figure III.11 : fenêtre Output. **[25]**

d. Curves

Sert à la construction des courbes de chargement-déplacement et des chemins de contrainte.

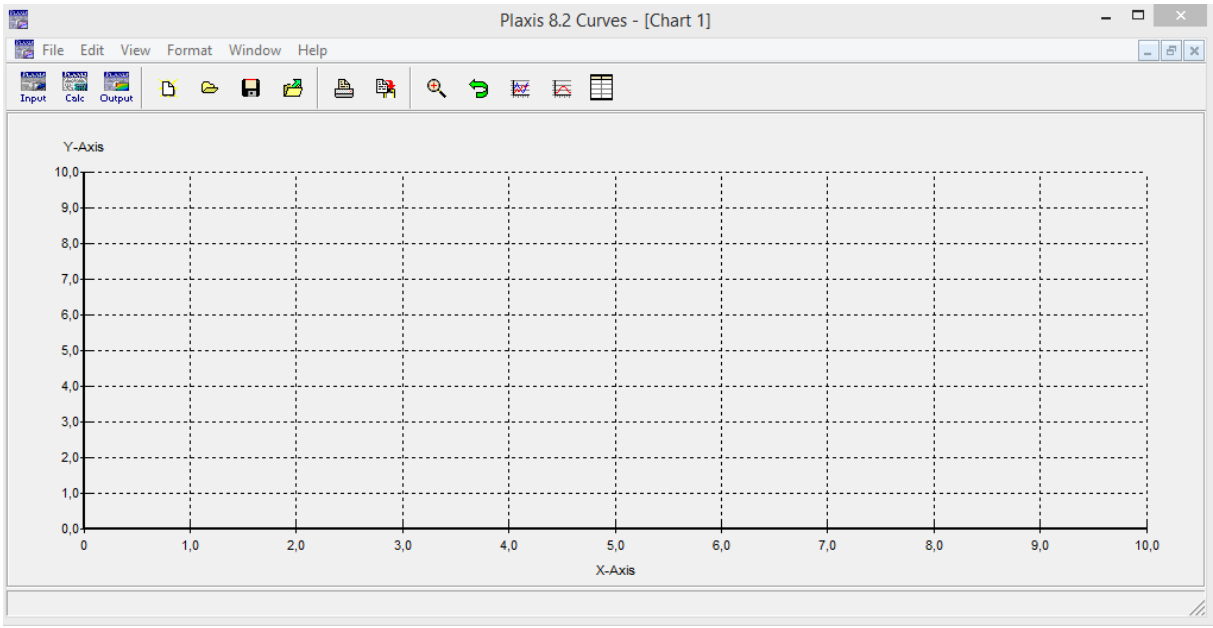


Figure III.12 : fenêtre Curves. (Logiciel PLAXIS 8.2)

III.4.3 les modelés de comportements utilises dans PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto -viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.

a- Modelé élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hoek pour l'élasticité linéaire et isotrope. Il comporte deux paramètres de rigidité élastique : le module de Young **(E)** et le coefficient de poisson **(υ)**. Ce modèle est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. Il peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures en béton ou en métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches. **[25]**

b- Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, initialement développé pour décrire de manière approchée le comportement des métaux.

Le modèle Mohr-Coulomb est le plus utilisé dans la pratique de l'ingénierie pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable et gravier) et le comportement drainé, à long terme des sols fins saturés (limon et argile).

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c$$

σ, τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement ;

c, φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau. (Figure III.13)

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont C et φ, respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne et le dernier paramètre est l'angle de dilatance. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. **[25]**

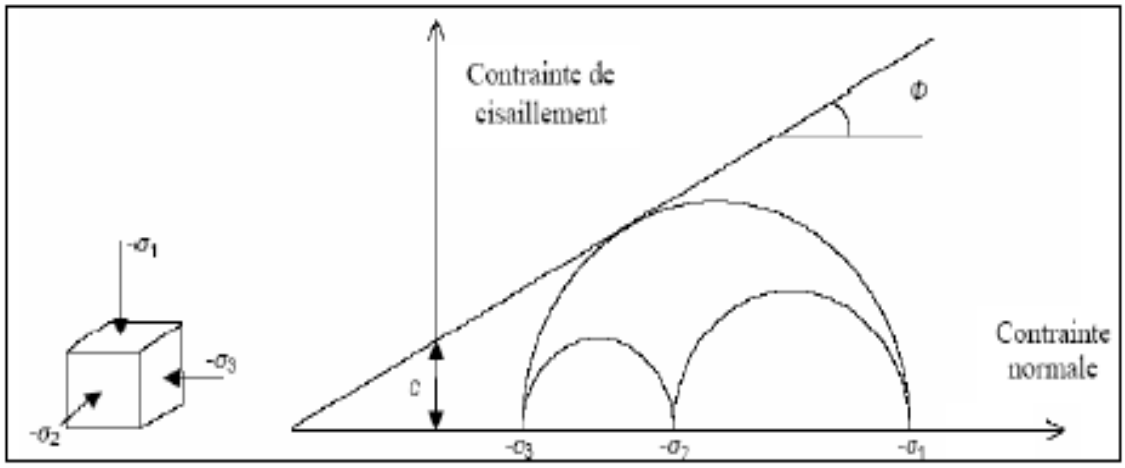


Figure III.13 : Courbe du modèle de Mohr-Coulomb. **[25]**

c- Module de Young E

Le module de Young varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Ce dernier nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture, (figure III.14).

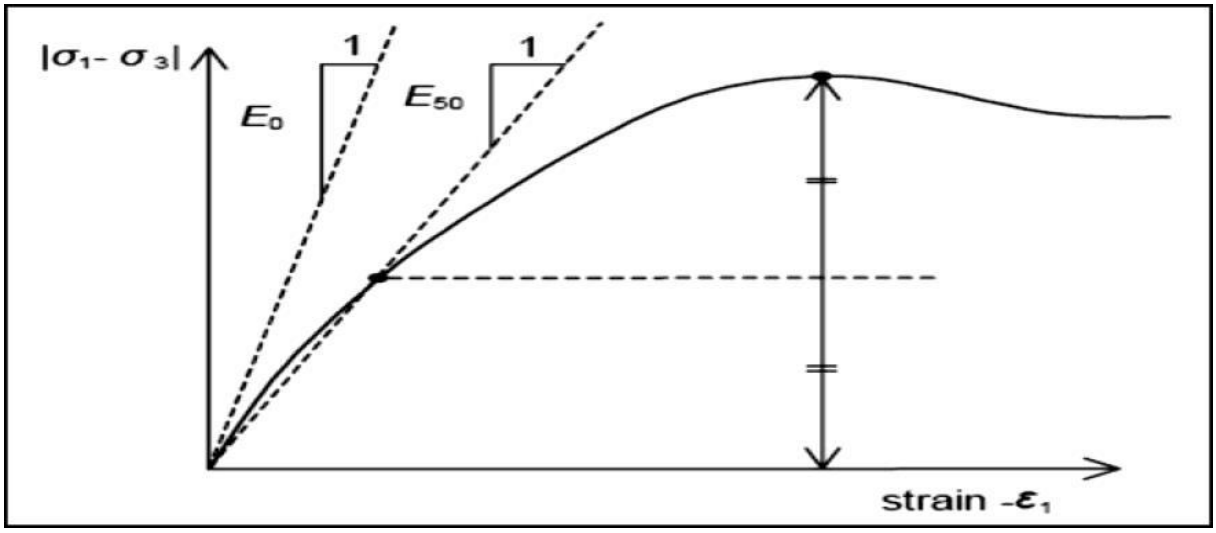


Figure III.14 : définition des modules E_0 et E_{50}. **[25]**

d- Coefficient de Poisson (υ)

Le comportement global d'un massif fracturé est fortement anisotrope. Toutefois l'anisotropie de la matrice rocheuse est relativement faible et négligeable par rapport à celle qui est induite par la présence des fractures. Pour cette raison, nous admettons que le comportement de la roche est isotrope et caractérisé par un module de Young E et un coefficient de poisson v, les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4. **[25]**

e- Angle de frottement (φ)

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. Il peut être celui de frottement de pic ou celui de frottement du palier. On peut le déterminer à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. **[25]**

f- La cohésion (C)

Les roches sont beaucoup plus cohésives que les sols, mais il existe d'importantes différences de la valeur de la cohésion entre les types de roches, par exemple entre un granite et la craie. Le degré d'altération de la roche est un facteur à prendre en compte.

La cohésion est également en fonction de la présence de discontinuités. En effet, ces dernières sont les points faibles d'une roche et en déterminent fortement la résistance au cisaillement. Ainsi, lorsque de la présence des discontinuités, la résistance au cisaillement d'une roche sera dépendante de la résistance au cisaillement des joints de ces discontinuités et non de celle de la matrice. **[25]**

III.4.4 Calcul du coefficient de sécurité (Phi-c-réduction)

Le processus Phi-C-Réduction constitue un type de calcul à part entière. Il s'effectue en réduisant les paramètres de résistance du massif, il doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite avoir un coefficient de sécurité globale pour une situation donnée.

Conclusion

L'évaluation de stabilité des talus et de terrains est une tache important pour tout ouvrage que ça soit à ciel ouvert (construction immobilier, ouvrage d'art…) ou bien souterraine (Galerie, chemine, tunnel,), pour cela les chercheurs en adoptent plusieurs méthodes de calcul afin de définir un facteur de sécurité pour apprécier la marge de sécurité du talus vis-à-vis de la rupture et identifier la zone instable.

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

CHAPITRE IV :

ÉTUDE DE STABILITÉ DE LA CARRIÈRE CHOUF AMAR

Introduction

La carrière de gisement Chouf Amar soufre d'un problème de stabilité des terrains ce qui a causé plusieurs glissements sur les différents gradins qui forme la carrière illustrée dans la figure IV.1.



Figure IV. 1: glissement dans le niveau 1020. **[29]**

Le calcul de la stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité (Fs) de ces derniers. Pour cela, les propriétés physico-mécaniques des roches devront être déterminées.

Dans la carrière Chouf Amar il existe deux formations :

- Un gradin traversé par une discontinuité (intercalation de couche marneuse entre les couches de calcaire).
- Un gradin de calcaire.

Dans l'objectif de prouvé que le mode d'exploitation a une influence sur la stabilité des carrières on va stimuler, à l'aide de logiciel Plaxis, deux modes d'exploitation de carrière.

Dans le premier cas on va étudier la stabilité avec le mode d'exploitation utiliser dans la carrière Chouf Amar en exploitant de bas vers le haut, dans le deuxième cas en exploitera de haut vers le bas et on comparer les résultats de facteur de sécurité Fs trouver.

IV.1 Choix de la zone d'étude

Afin d'évaluer la stabilité du gisement de calcaire de la carrière Chouf Amar, on a choisi d'évalue trois gradins de la carrière :

- Le gradin de niveau 960 qui est traverse par une couche de marne d'une largeur de 2,4 m.
- Les gradins de niveau 940 et 980 qui sont des gradins de calcaire figure IV.2.



Figure IV. 2: photo des gradins des niveaux 940 et 980.

IV.2 Caractéristiques de la matière de la carrière Chouf Amar

IV.2.1 Les caractéristiques physico-mécaniques

L'analyse de la stabilité exige de détermine en premier les paramètres physico-mécanique relatif à la roche intacte du massif. Dans notre étude, les paramètres utilises ont été relevés à la base des données disponible et communique par l'entreprise et des paramètres réalise par des études antérieures.

Pour réalise une étude de la stabilité on a besoin de plusieurs paramètres qui sont :

- La résistance à la compression uniaxiale ($\boldsymbol{\sigma_c}$) de la roche intacte en (MPa) ;
- Le poids volumique saturée ($\boldsymbol{\rho_{sat}}$) et insaturée ($\boldsymbol{\rho_{unsat}}$) en ($\mathbf{KN/m^3}$) ;
- La Cohésion (**C**) en (KN/m^2) ;
- Angle de frottement interne ($\boldsymbol{\varphi}$) en degré (°) ;
- L'angle de Dilatance ($\boldsymbol{\psi}$) en degré (°) ;
- Module de Young (**E**) en (KN/m^2) ;
- Le Coefficient de Poisson ($\boldsymbol{\nu}$).

IV.2.1.1 la résistance à la compression (σ_c)

Les déférents résistances à la compression des couches de massifs rocheux nous ont été communiqués par l'entreprise et sont présente en intégralité dans l'ANNEXE 3, les résistances moyennes sont présentées dans le tableau IV.1 qui suit :

Tableau IV.1 : les valeurs de la résistance à la compression (σ_c) en (**MPa**). **[29]**

	Couche 1 (C1)	Couche 2 (C2)	Couche 3 (C3)	Marne
σ_c (MPa)	109,76	79,52	87,452	0,212

IV.2.1.2 le poids volumique (ρ)

Le poids volumique est le rapport de poids d'un certain volume d'un corps ou d'un échantillon, à celui du même volume d'eau.

Les valeurs de poids volumique des roches présentés dans le tableau IV**.2** qui suit :

Tableau IV.2 : les valeurs de Poids volumique saturé et insaturé en (**KN/m^3**). **[29]**

	Couche 1 (C1)	Couche 2 (C2)	Couche 3 (C3)	Marne
(ρ_{sat}) en (KN/m^3)	27	27	27	24
(ρ_{unsat}) en (KN/m^3)	26.25	26.23	26.34	22

IV.2.1.3 La Cohésion (C) et angle de frottement interne (φ)

Pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne du massif rocheux, nous avons utilisé les deux relations suivantes : **[28]**

$$C = \frac{\sigma_c \times \sigma_t}{2\sqrt{\sigma_c \times \sigma_t - 3\sigma_t^2}}, \text{MPa} \qquad \text{(V.1)}$$

$$\varphi = arcsin\left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}\right), (°) \qquad \text{(V.2)}$$

Où :

σ_c : la résistance à la compression en (MPa) ;

σ_t : la résistance à la traction en (MPa).

La résistance à la traction (σ_t) est calculée par la relation suivant :

$$\sigma_t = k\ \sigma_c \ \text{(MPa)} \qquad \text{(V.3)}$$

Avec : 3 < k < 10 (dans la pratique, on prend k = 10).

Alors : $\sigma_t = 0.1\sigma_c$

Les résultats des calculs de la résistance à la traction, de la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (φ) présente dans le tableau IV.3 :

Tableau IV.3 : les résultats de calcul de la cohésion (C) et de l'angle de frottement interne(φ) de calcaire.

Couche	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	C (KPa)	φ (°)
Couche 1 (C1)	109,76	10,97	20740	48,59
Couche 2 (C2)	79,52	7,95	15030	48,59
Couche 3 (C3)	87,452	8,74	16520	48,59
Marne sèche	/	/	46	20

Pour déterminer la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (φ) précise du massif rocheux il est nécessaire de tenir compte de :

- Coefficient d'affaiblissement structural du massif **λ** ;
- Coefficient de diminution de l'angle de frottement interne λ_φ, λ_φ=0,8.

La cohésion et l'angle de frottement corrige interne est alors calcule en multiplient respectivement avec les coefficients λ et λ_φ. **[28]**

Coefficient d'affaiblissement structural du massif λ :

Le coefficient d'affaiblissement structural varie en fonction de la fissuration de massif rocheux, détermine avec la formule suivante : **[28]**

$$\lambda = \frac{1}{1+a\times \ln\frac{H}{h}} \qquad \text{(V.4)}$$

Avec :

- **a** : coefficient dépendant de la cohésion du massif ;
- **H** : la hauteur moyenne du gradin (m) ;

- **h :** la distance moyenne entre les fissures ou la fissuration des roches (m), calcule avec la formule suivant :

$$h = \frac{L}{n} \qquad (V.5)$$

Avec

- **L** : longueur de la partie étudiée du massif (m) ;
- **n** : nombre de fissures sur la partie mesurée.

Les valeurs de « **a** » en fonction de la cohésion sont présentes dans le tableau IV.4.

Tableau IV.4 : Coefficient « a » en fonction de la Cohésion (C). **[28]**

« a »	**0**	**0,5**	**2**	**3**	**4**	**7**	**10**
Cohésion (C) en (KgF/cm²)	0-1,5	1,5-9	10-30	50-80	100-200	200-300	>300

Les résultats de calcul de la cohésion et de l'angle de frottement interne corrigé sont présents dans le tableau IV.5 (la valeur de « a » a été pris après la conversion de la cohésion (C) en KPa avec la relation suivant 1KgF/cm²=98,0665 KPa).

Tableau IV.5 : la cohésion et l'angle de frottement interne du massif rocheux.

Couche	**Nombre de fissure dans (1 m)**	**H (m)**	**h (m)**	**a**	**λ**	**λ_φ**	**C (KPa)**	**φ (°)**
Couche 1 (C1)	9	20	0,111	7	0,026	0,8	555,245	38,87
Couche 2 (C2)	11	20	0,09	4	0,044	0,8	664,517	38,87
Couche 3 (C3)	13	20	0,076	4	0,043	0,8	709,581	38,87

IV.2.1.4 L'angle de dilatance (ψ)

La dilatance peut être facilement évalue par la règle suivante :

$\psi = \varphi - 30°$ pour **$\varphi > 30°$**

$\psi = 0$ pour **$\varphi < 30°$**

Le tableau IV.6 résume tous les paramètres physico-mécaniques du massif rocheux Chouf Amar.

Tableau IV.6 : les paramètres physico-mécaniques du massif rocheux Chouf Amar.

Propriétés des roches	Calcaire			Marne
	Couche 1 (C1)	Couche 2 (C2)	Couche 3 (C3)	
ρ_{sat} (KN/m^3)	27	27	27	24
ρ_{unsat} (KN/m^3)	26.25	26.23	26.34	22
σ_c (KPa)	109760	79520	87452	243
C (KPa)	539,31	661,23	710,66	46
φ (°)	39	39	39	20
Ψ (°)	9	9	9	0
E (KPa)	25000	25000	25000	1000
ν	0,3	0,3	0,3	0,28

IV.3 Évaluation de stabilité du site

L'étape suivante consiste à étudier la stabilité du site par la méthode des éléments finis à l'aide de logiciel PLAXIS 8.2.

Le modèle géométrique utilisé avec PLAXIS est réalisé à partir des cordonne pris à partir de la coupe géologique de gisement Chouf Amar présenté dans la figure IV.3.

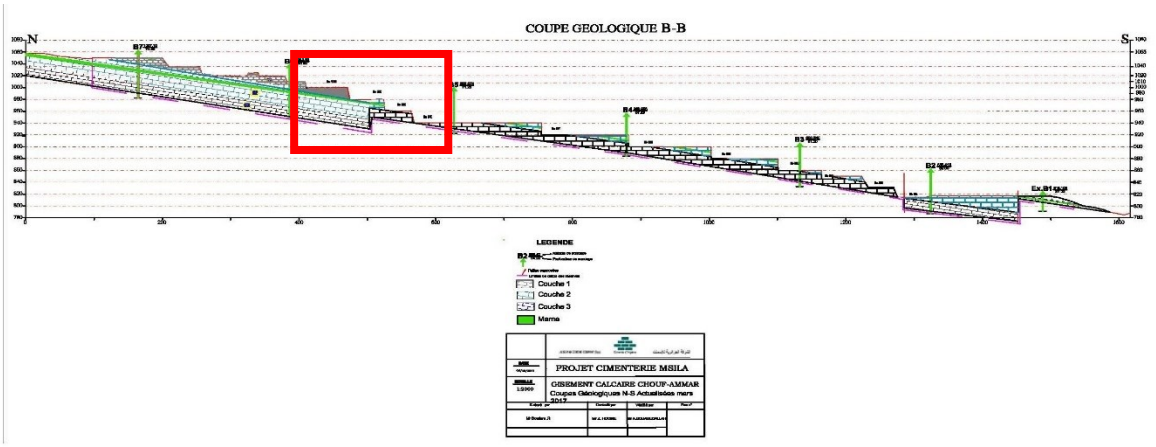


Figure IV. 3 : Coupe géologique de gisement Chouf Amar.

La partie encadrée avec le rouge représente notre zone d'étude figure IV.4.

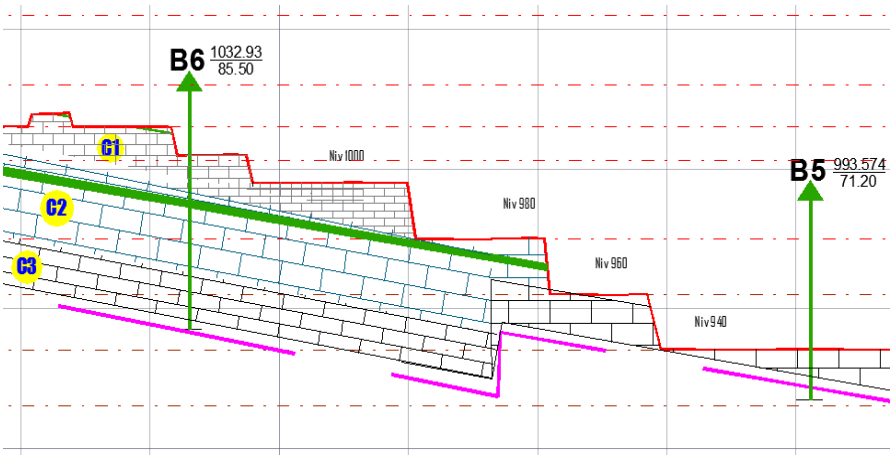


Figure IV. 4: la zone étudie.

IV.3.1 Modèle géométrique PLAXIS

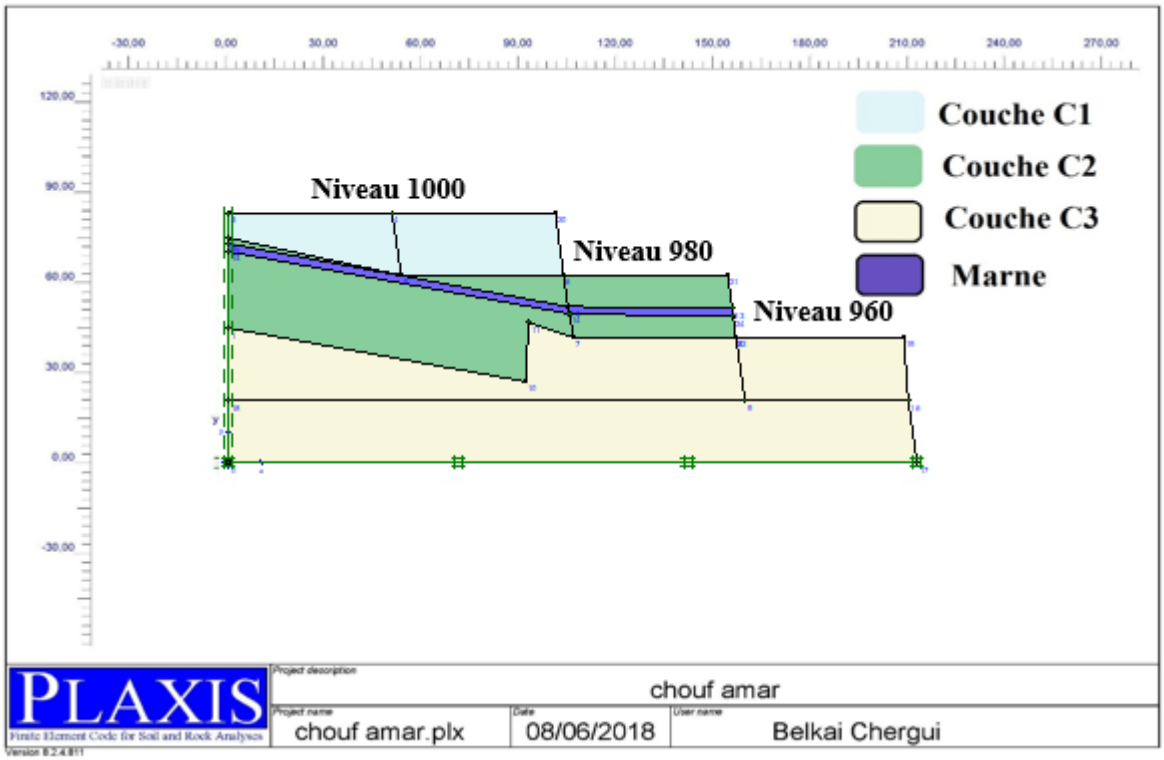


Figure IV. 5: Modèle géométrique.

IV.3.2 Génération du maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds, avec un nombre total de 1059 nœuds divisé sur le modèle géométrique comme illustré dans la figure IV.6 et 1476 point de contrainte illustré dans la figure IV.7.

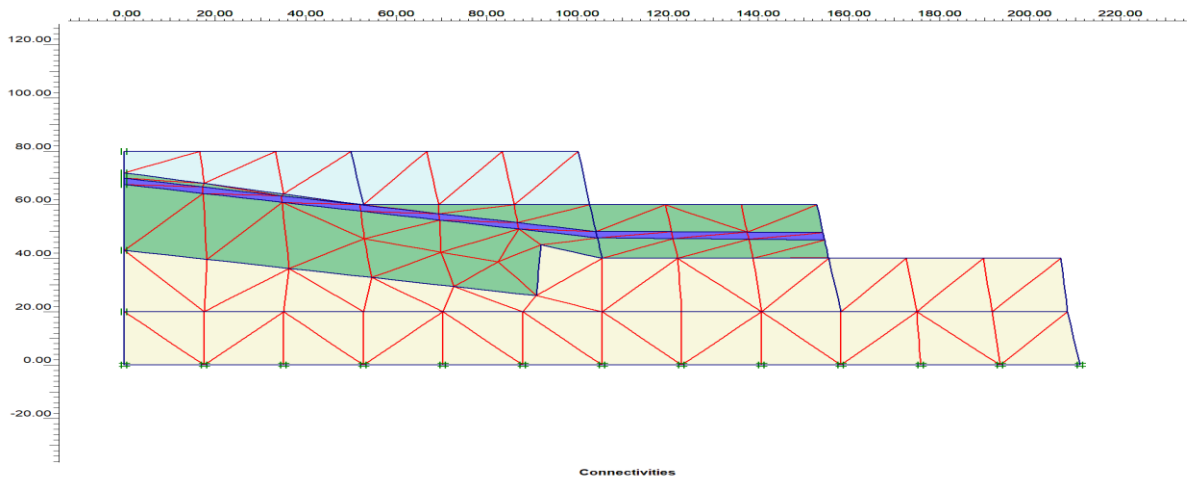


Figure IV. 6: maillage de modèle géométrique.

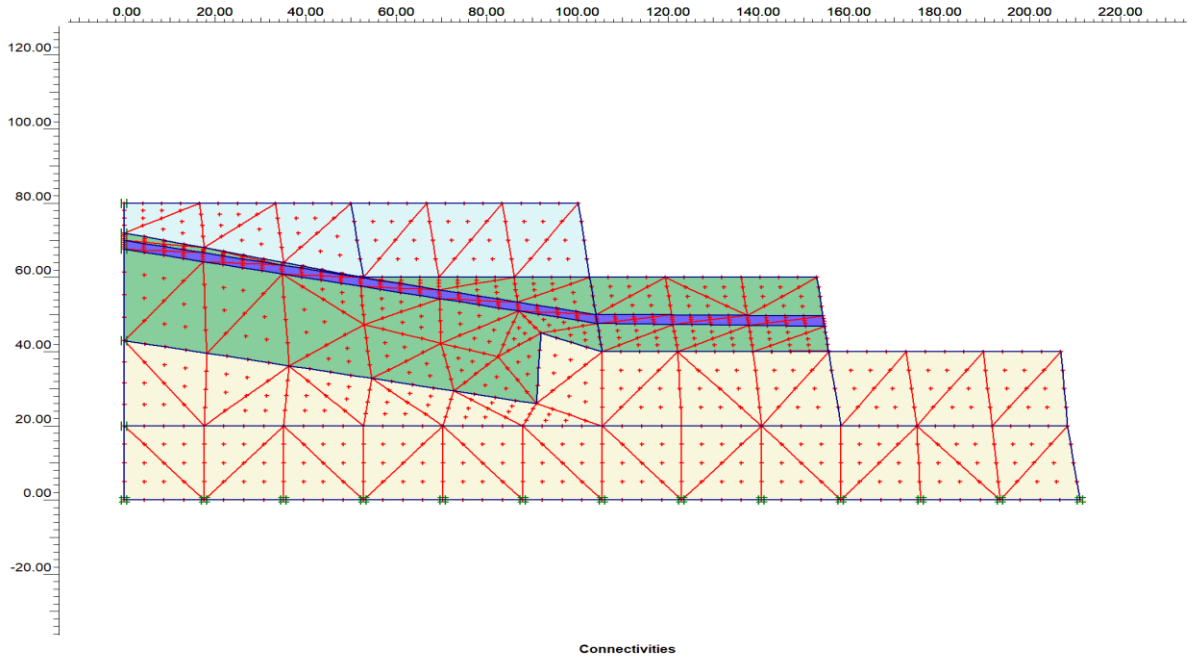


Figure IV. 7: distribution des nœuds sur le modèle.

IV.3.3 les conditions initiales

a. Pression interstitielles

Comme indiqué dans le chapitre précédent il n'existe aucune source d'eau dans la zone de gisement et aucune venue d'eau n'a été observée lors des travaux de sondage et d'exploitation. L'eau souterraine n'a aucune influence sur les ouvrages de la carrière Chouf Amar et la pression interstitielle égale à 0 KN/m^2.

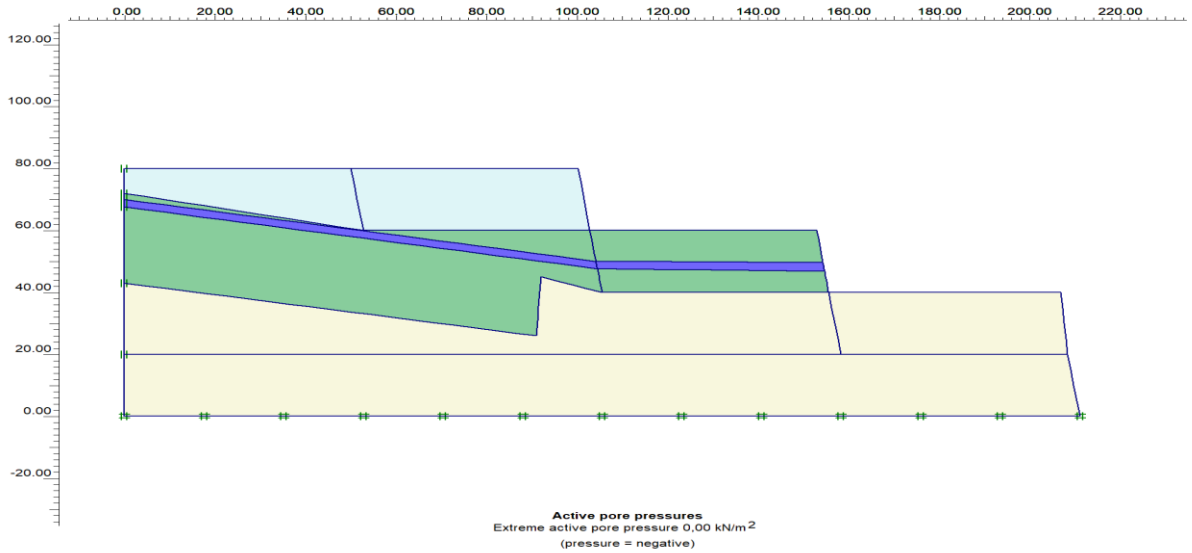


Figure IV. 8 : La pression interstitielle.

b. les contraintes effectives

La contrainte effective maximum déterminée par le logiciel PLAXIS 2D est égale à $2{,}07x10^3$ KN/m^2 comme illustre sur la figure IV.9.

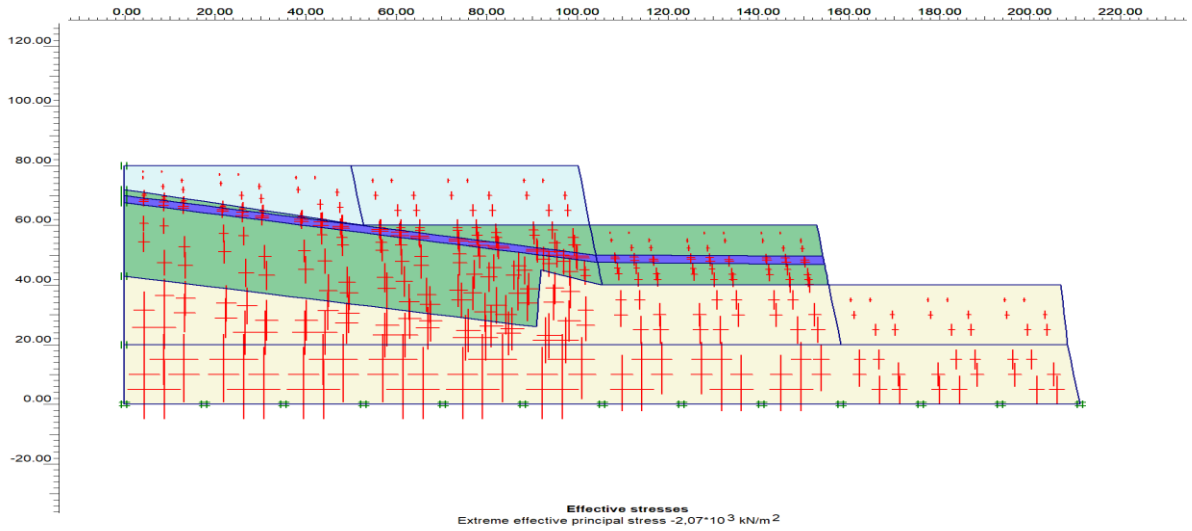


Figure IV. 9 : Les contraintes effectives.

IV.3.4 la phase du calcul

Pour déterminer l'influence de mode d'exploitation sur la stabilité de gisement on a choisi de faire une comparaison des facteurs de sécurité calculés dans les deux cas :

a. Exploitation de bas vers le haut ;
b. Exploitation de haut vers le bas.

a. Calcul pour l'exploitation de bas vers le haut

Dans cette partie on va débuter l'exploitation de bas (niveau 960) on se dirige vers le haut le (niveau 1000).

On va stimule trois phases d'exploitation comme suite :

- Phase 01 : exploitation de niveau 960 (Figure IV.10);

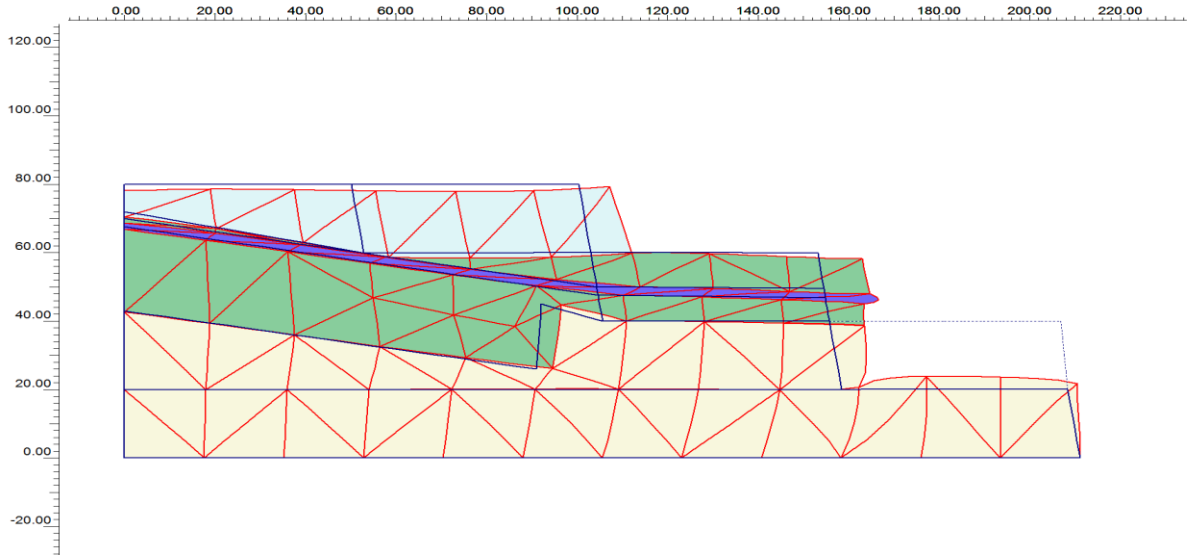


Figure IV.10 : exploitation de niveau 960.

- Phase 02 : exploitation de niveau 980 (Figure IV.11);

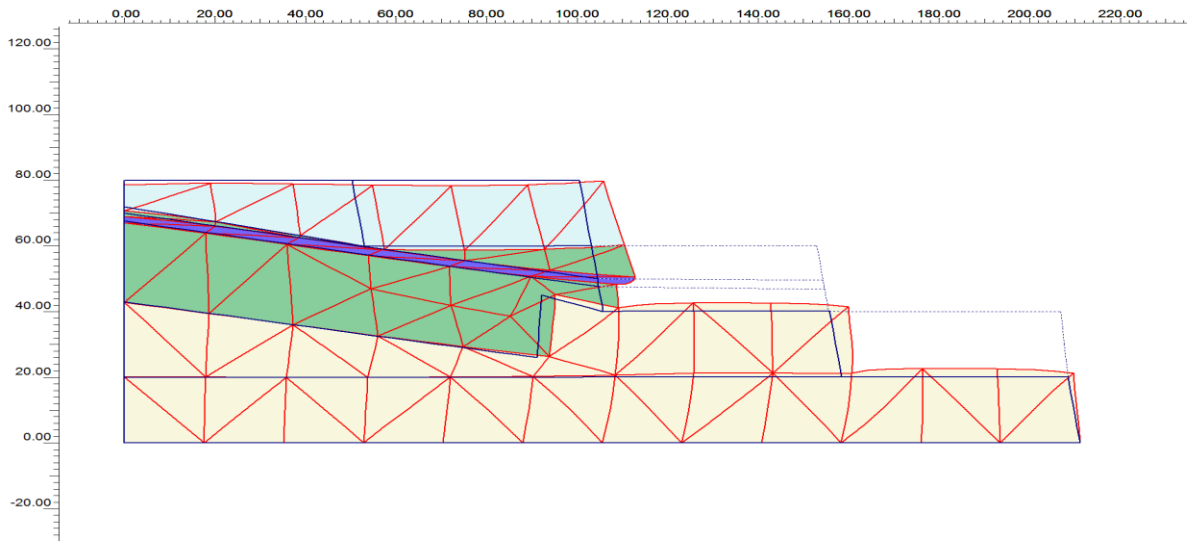


Figure IV.11 : exploitation de niveau 980.

- Phase 03 : exploitation de niveau 1000 (Figure IV.12).

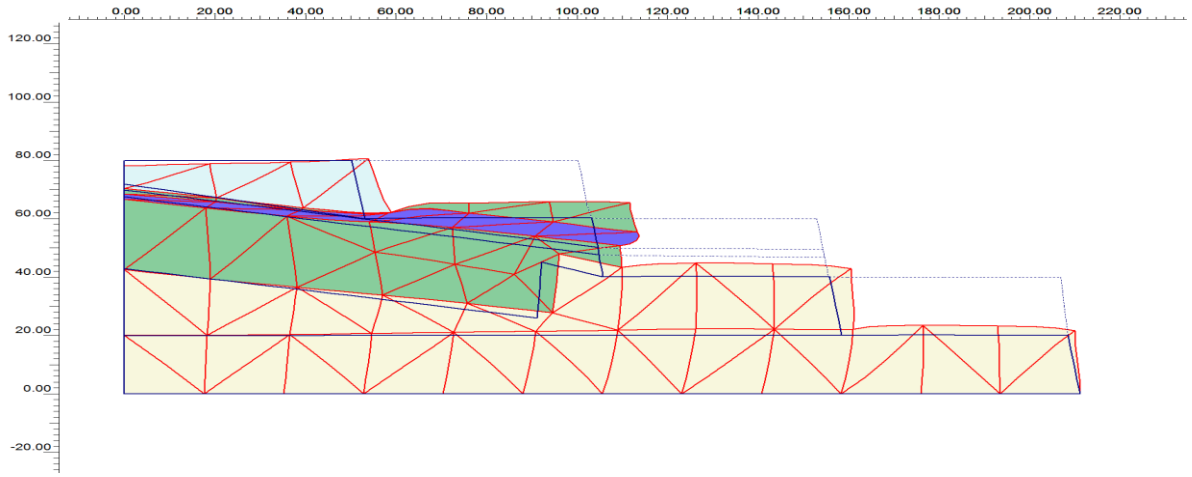


Figure IV.12 : exploitation de niveau 1000.

Après la fin des trois phases on va calculer le facteur de sécurité Fs de gisement.

- **Les résultats**

Le facteur de sécurité obtenue d'après les calculs est $F_s = 1{,}183$ (Figure IV.13).

Step Info

Step	103 of 103	Extrapolation factor	1,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000

Multipliers

	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,005	Σ -Msf:	1,184
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Figure IV.13 : le F_s pour l'exploitation de bas vers le haut.

- **Interprétation des résultats**

D'après les résultats on remarque que :

- La stabilité des ouvrages se trouve dans un état critique vue que le facteur de sécurité Fs trouve est inférieur à 1,4 ;

b. Calcul pour l'exploitation de haut vers le bas

Dans cette partie on va débuter l'exploitation de haut (niveau 1000) on se dirige vers le bas le (niveau 960).

On va stimule trois phases d'exploitation comme suite :

- Phase 01 : exploitation de niveau 1000 (Figure IV.14);

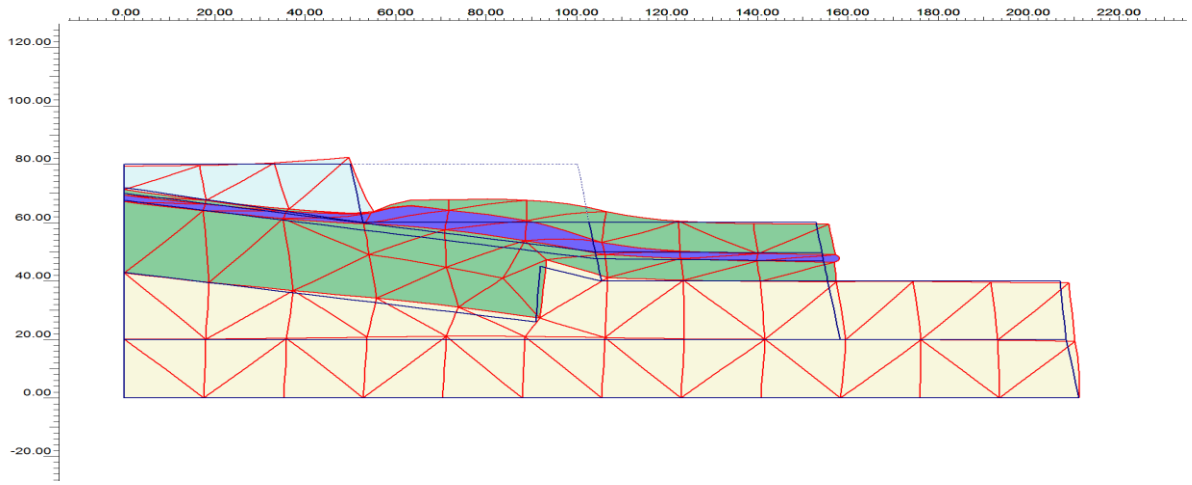


Figure IV.14 : exploitation de niveau 1000.

- Phase 02 : exploitation de niveau 980 (Figure IV.15) ;

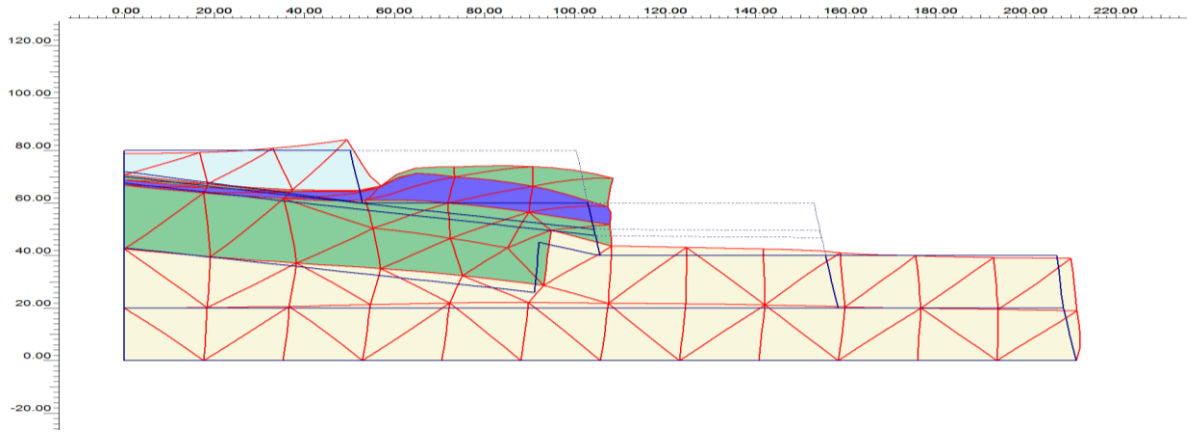


Figure IV.15 : exploitation de niveau 980.

- Phase 03 : exploitation de niveau 960 (Figure IV.15).

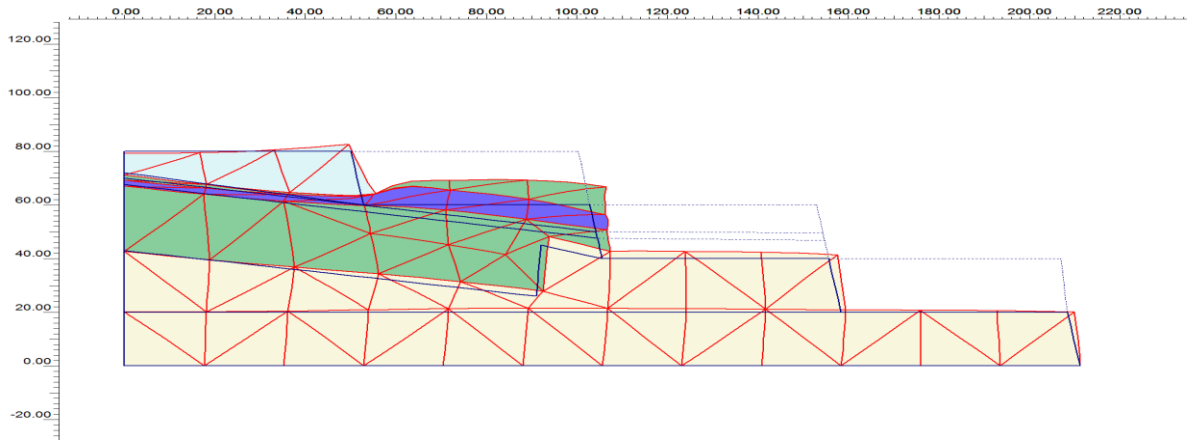


Figure IV.16 : exploitation de niveau 960.

Après la fin des trois phases on va calculer le facteur de sécurité Fs de gisement.

- **Les résultats**

Le facteur de sécurité obtenue d'après les calculs est $F_s = 1{,}478$ (Figure IV.13).

Step Info

Step	103 of 103	Extrapolation factor	0,500
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000

Multipliers

	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,478
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Figure IV.17 : le F_s pour l'exploitation de haut vers le bas.

- **Interprétation des résultats**

D'après les résultats on remarque que :

- Les ouvrages sont stables avec un facteur de sécurité supérieur à 1,4 ;

Conclusion

D'après les résultats de l'étude on conclut que la stabilité de gisement de la carrière Chouf Amar avec le mode d'exploitation applique maintenant est en état critique avec un facteur de sécurité Fs = 1,183 qui indique que la sécurité des ouvrages et même des travailleurs est menacé.

Avec le changement de mode d'exploitation les ouvrages de la carrière Chouf Amar deviennent stable avec un Fs= 1,478.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Cette étude est réalisée dans le but d'évaluer la stabilité de la carrière de Chouf Amar et de déterminer la cause des instabilités observées sur site.

Cette démarche nous a permis de tirer les constations suivantes :

- La stabilité de la carrière Chouf Amar est dans état critique avec un Fs = 1,183 ;
- Le non-respect de l'art minier dans l'exploitation en exploitant de bas vers le haut au lieu d'exploiter de haut vers le bas
- Le mode d'exploitation utilisé dans la carrière Chouf Amar est l'une des causes de l'instabilité dans cette dernière ;

Afin de faire face à ce problème d'instabilité dans la carrière Chouf Amar on propose les recommandations suivantes :

- Changer le mode d'exploitation utilisé et adopter le mode d'exploitation de haut vers le bas afin d'assurer une stabilité des ouvrages.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

[1]- BOUTIARA Radouane [2015], « rapport géologique actualise septembre – 2015 ».

[2]- ADJOU Mokhtar, [2017] « rapport géologique actualise avril – 2017 ».

[3]- D.DJARFOUR, [2006], « Projet d'extension de la carrière d'agrégats de calcaire de Djebel Sadjar - Ain Smar - W. Constantine », Mémoire de grade ingénieur d'état, Ecole nationale polytechniques Alger.

[4]- A. FASSEKH, [2012], « Analyse des paramètres du plan de tir sur la granulométrie des roches abattues cas de Kef Essnoun de Djebel Onk Bir Al Ater W. Tébessa », Mémoire grade ingénieur d'état, Ecole polytechnique Alger.

[5]- Saadoun Abderrezak, [2012], **«** Contribution à l'analyse des effets des tirs d'abattage dans les conditions de la carrière de calcaire Chouf-Amar. M'sila ». Mémoire de Magister en Exploitation des Ressources Minérales, Université de Badji Mokhtar Annaba.

[6]- Ladghem Chikouche Fadhila, [2009], « Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres », Mémoire de magister, Université de M'sila.

[7]- DURVILLE, Jean-Louis and Gilles SEVE 1996. Stabilité des pentes : Glissements en terrain meuble. Techniques de l'ingénieur. Construction 1: C254. 251-C254. 216..

[8]- Ladghem Chikouche Fadhila, [2009], « Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres », Mémoire de magister, Université de M'sila.

[9]- Rotaru, Ancuţa, Daniel Oajdea and Paulică Răileanu 2007. Analysis of the landslide mouvements. International Journal of Geology 1: 70-79.

[10]- G. Philipponat et Bertrand Hubert [2003], « Fondation et ouvrages en terre », édition Eyrolles.

[11]- J.L Zézere, [2009] « Evaluation et cartographie du risque glissement de terrain d'une zone située au nord de Lisbonne ». Mémoire de Master.

[12]- H. BENDADOUCHE ; S. LAZIZI, [2013] « Glissement de terrain et de confortements », Copyright Pages Bleues Internationales.

[13]- Elkhir Ahmed et Yahiaoui Kafia, [2012], « Etude numérique et confortement d'un glissement de terrain », Projet de fin d'étude, Ecole national polytechnique.

[14]- G. Philipponat et Bertrand Hubert, [2003], « Fondation et ouvrages en terre », édition Eyrolles.

[15]-Lebbad Salah Eddine, [2010], « Etude d'un glissement de terrain sur la RN 24 PK 113+500, Wilaya de Boumerdes », Projet de fin d'étude, Ecole national supérieure des travails publics.

[16]-Plan de prévention du risque mouvements de terrain Chaville ; direction départementale de l'Equipement Hauts-de-Seine ; Atelier Urbanisme et Habitat ; 2005.

[17]-BENKECHKACHE Imene [2012], « Investigation De La Dégradation Du Cadre Bâti Sous L'effet Du Glissement De Terrain Cas De Constantine », mémoire de magister, Université Mentouri de Constantine.

[18]-Ziane, F., et Mamria, H., (2012). « Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain à Oued –Ghir » Mémoire d'ingéniorat, Université A. MIRA, Bejaia.

[19]-KENTOURI Nabil, MAAFA Mohand Said, [2016], « Étude de stabilité et de confortement du glissement de terrain sur la RN 24 au PK 220+000 » mémoire master, Université A. MIRA, Bejaia.

[20]-Astrid, Leutwiler, [2009], « Processus de glissement de terrain », Office fédéral de l'environnement (OFEV), Confédération suisse.

[21]-Hammadi, Younes, [2011], « Cartographie Géotechnique, des Risques de Glissements (CRG) et de Risques d'Inondations (CRI) de la ville de Bejaia », Mémoire de magister, Université A. MIRA, Bejaia.

[22]-Jean-Pierre MASEKANYA, [2008], « Stabilité des pentes et saturation partielle Étude expérimentale et modélisation numérique », Thèse de Docteur en Sciences de l'Ingénieur, Université De Liège.

[23]-LAMBE T.W. [1973], « Predictions in soils engineerings », Geotechnique.

[24]-COLLIN, F ; FOX, R ; MAQUIL, R ; SCHROEDER, Ch, [2010] : « Stabilité des Parois Rocheuses : Eboulement de la carrière RN 27 Michelau » ; Journée Technique, administration des ponts et chaussés de Luxembourg.

[25]-Coppola, L, R Nardone, P Rescio and E Bromhead [2006]. « Reconstruction of the conditions that initiate landslide movement in weathered silty clay terrain: effects on the historic and architectural heritage of Pietrapertosa, Basilicata, Italy». Landslide**s**

[26]-R. BOUCIF, M. TAMOURT, [2015], « étude de stabilité de flanc nord de la mine de Kef Essnoun –Tébessa- », Mémoire de Master, Université A. MIRA, Bejaia.

[27]-Plaxis 2D version 8.2 « Plaxis manuals »; R.B.G Brinkgreve ET W Broere; Delft university of technology and Plaxis B.V the Netherlands.

[28]-K. M'ZOUGHEM, W. CHENAFA, [2006], « Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière d'Ain El Kébira (Sétif) » Mémoire d'Ingénieur d'état en géologie ; université de Sétif.

[29]-Document interne de l'entreprise.

ANNEXE

ANNEXE 1: Composition chimique des différentes couches de la carrière Chouf Amar.

Composition chimique de la couche C1

Variable	Sect	N	Min	Max	Moy	Sigma	V%
PF	I	45	20.88	43.00	40.22	3.84	9.45
	II	122	15.66	43.54	38.81	7.62	19.64
	I+II	167	15.66	43.54	39.13	6.85	17.51
SiO_2	I	45	1.29	36.00	5.73	6.30	109.99
	II	122	0.73	48.51	7.08	10.63	150.18
	I+II	167	0.73	48.51	6.77	9.68	142.97
Al_2O_3	I	45	0.39	15.48	2.01	2.57	127.80
	II	122	0.36	17.29	2.97	4.76	160.45
	I+II	167	0.36	17.29	2.74	4.31	157.02
Fe_2O_3	I	45	0.48	4.57	1.12	0.70	62.89
	II	122	0.36	9.82	1.46	1.82	124.21
	I+II	167	0.36	9.82	1.38	1.60	116.03
CaO	I	45	19.00	52.85	48.59	6.11	12.58
	II	122	8.20	54.02	49.09	10.91	23.17
	I+II	167	8.20	54.02	47.43	9.87	20.82
MgO	I	45	0.59	2.66	1.25	0.47	37.50
	II	122	0.36	2.61	1.14	0.48	42.21
	I+II	167	0.36	2.66	1.16	0.47	40.77
SO_3	I	45	0.07	1.19	0.53	0.33	62.25
	II	122	0.07	3.84	0.82	0.90	109.50
	I+II	167	0.07	3.84	0.76	0.81	106.88
K_2O	I	45	0.04	1.36	0.20	0.80	119.30
	II	122	0.02	2.24	0.30	0.51	169.02
	I+II	167	0.02	2.24	0.28	0.45	163.79
Na_2O	I	45	0.00	0.20	0.11	0.08	69.67
	II	122	0.01	0.21	0.08	0.08	102.94
	I+II	167	0.00	0.21	0.08	0.08	93.56
Cl	I	45	0.009	0.055	0.019	0.010	54.23
	II	122	0.004	0.134	0.018	0.017	93.39
	I+II	167	0.004	0.134	0.018	0.015	84.09
CO_3	I	45	32.92	96.30	88.99	10.94	12.29
	II	122	15.18	98.19	85.96	20.04	23.31
	I+II	167	15.18	98.19	86.66	18.11	20.90

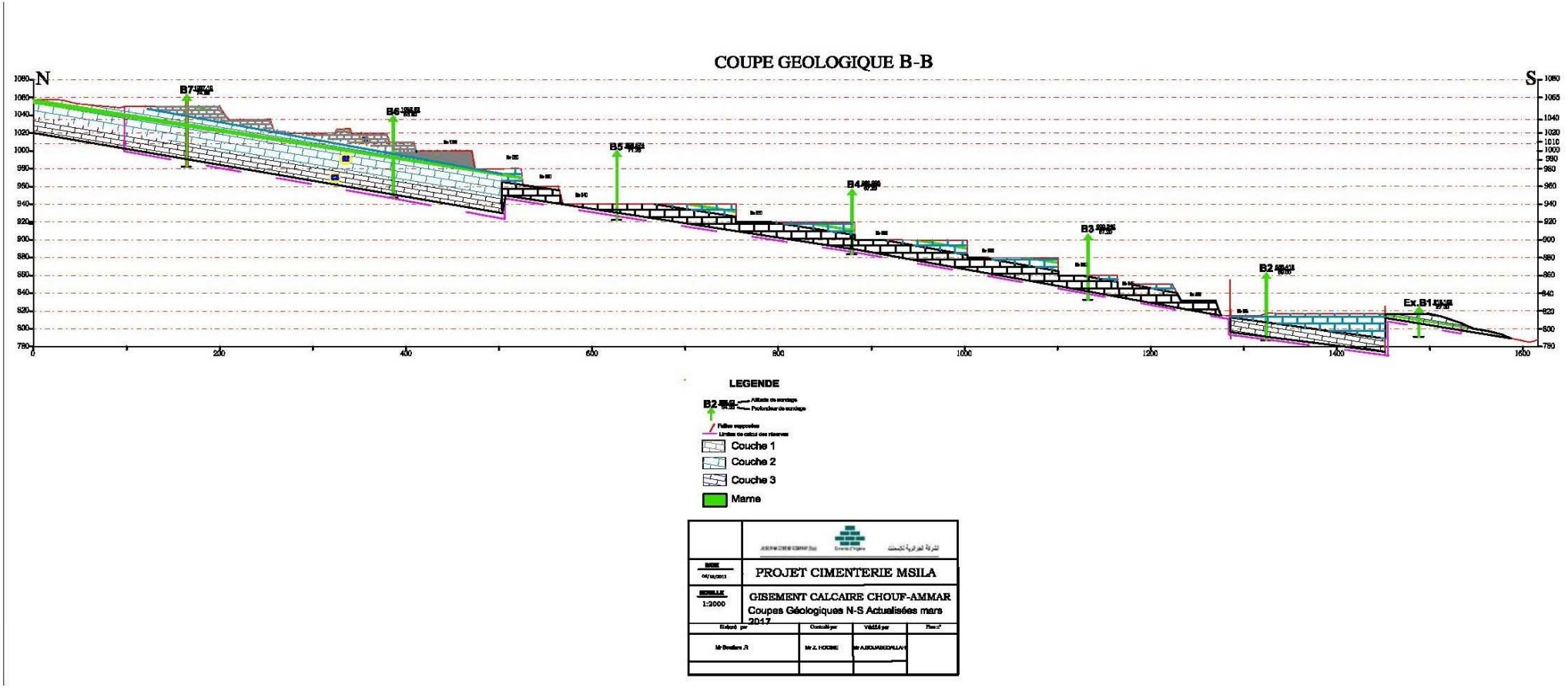
Compositions chimique de la couche C2

Variable	Sect	N	Min	Max	Moy	Sigma	V%
PF	I	83	27.69	41.13	38.54	3.23	8.38
	II	124	25.73	42.00	38.16	3.68	9.64
	I+II	207	25.73	42.00	38.31	3.50	9.14
SiO_2	I	83	3.44	21.88	7.18	4.77	66.44
	II	124	2.21	25.48	7.60	5.1	67.28
	I+II	207	2.21	25.48	7.44	4.97	66.80
Al_2O_3	I	83	1.21	9.55	2.95	1.96	66.52
	II	124	0.67	11.32	3.17	2.19	69.10
	I+II	207	0.67	11.32	3.09	2.10	68.07
Fe_2O_3	I	83	0.8	3.53	1.32	0.67	50.56
	II	124	0.73	4.18	1.40	0.76	54.56
	I+II	207	0.73	4.18	1.37	0.73	53.05
CaO	I	83	30.00	51.07	46.91	5.14	10.95
	II	124	25.22	52.17	46.49	5.59	12.02
	I+II	207	25.22	52.17	46.65	5.40	11.58
MgO	I	83	0.77	3.25	1.06	0.53	49.41
	II	124	0.68	4.04	1.12	0.59	52.62
	I+II	207	0.68	4.04	1.10	0.56	51.33
SO_3	I	83	0.13	2.96	1.12	0.46	40.77
	II	124	0.11	3.15	1.13	0.51	44.96
	I+II	207	0.11	3.15	1.13	0.49	43.29
K_2O	I	83	0.13	1.04	0.39	0.21	53.50
	II	124	0.09	1.26	0.42	0.23	55.13
	I+II	207	0.09	1.26	0.41	0.22	54.47
Na_2O	I	83	0.00	0.21	0.12	0.07	57.01
	II	124	0.01	0.20	0.09	0.08	85.01
	I+II	207	0.00	0.2	0.10	0.08	73.01
Cl	I	83	0.004	0.330	0.017	0.036	204.79
	II	124	0.008	0.041	0.018	0.007	39.81
	I+II	207	0.004	0.330	0.018	0.023	132.58
CO_3	I	83	59.61	92.51	85.62	8.27	9.66
	II	124	52.82	95.65	85.18	9.21	10.82
	I+II	207	52.82	95.65	85.35	8.83	10.34

Composition chimique de la couche C3

Variable	Sect	N	Min	Max	Moy	Sigma	V%
PF	I	48	38.04	42.86	41.49	0.80	1.91
	II	56	37.96	42.40	41.59	0.70	1.69
	I+II	104	37.96	42.86	41.68	0.75	1.81
SiO_2	I	48	1.44	6.83	2.89	1.03	35.81
	II	56	1.73	8.24	3.06	1.00	32.63
	I+II	104	1.44	8.24	2.98	1.02	34.06
Al_2O_3	I	48	0.65	2.62	1.29	0.38	29.25
	II	56	0.90	3.57	1.41	0.39	27.43
	I+II	104	0.65	3.57	1.36	0.39	28.46
Fe_2O_3	I	48	0.60	1.44	0.80	0.13	16.57
	II	56	0.68	1.34	0.80	0.10	11.96
	I+II	104	0.60	1.44	0.80	0.11	14.19
CaO	I	48	47.67	53.50	51.60	1.11	2.14
	II	56	46.20	52.90	51.34	1.02	1.99
	I+II	104	46.20	53.50	51.46	1.07	2.07
MgO	I	48	0.52	1.04	0.81	0.12	14.64
	II	56	0.52	1.06	0.86	0.09	10.94
	I+II	104	0.52	1.06	0.66	0.11	13.12
SO_3	I	48	0.06	1.68	0.37	0.28	75.43
	II	56	0.11	1.26	0.45	0.21	46.04
	I+II	104	0.06	1.68	0.41	0.25	59.29
K_2O	I	48	0.07	0.39	0.15	0.06	39.60
	II	56	0.10	0.47	0.16	0.06	34.43
	I+II	104	0.07	0.47	0.16	0.06	36.77
Na_2O	I	48	0.01	0.21	0.12	0.08	64.92
	II	56	0.01	0.21	0.09	0.08	95.97
	I+II	104	0.01	0.21	0.10	0.08	80.69
Cl	I	48	0.007	0.042	0.019	0.007	39.52
	II	56	0.010	0.041	0.018	0.008	41.21
	I+II	104	0.007	0.042	0.018	0.007	40.20
CO_3	I	48	86.72	96.94	93.45	2.33	2.49
	II	56	84.20	95.76	93.10	1.94	2.09
	I+II	104	84.20	96.94	93.26	2.13	2.28

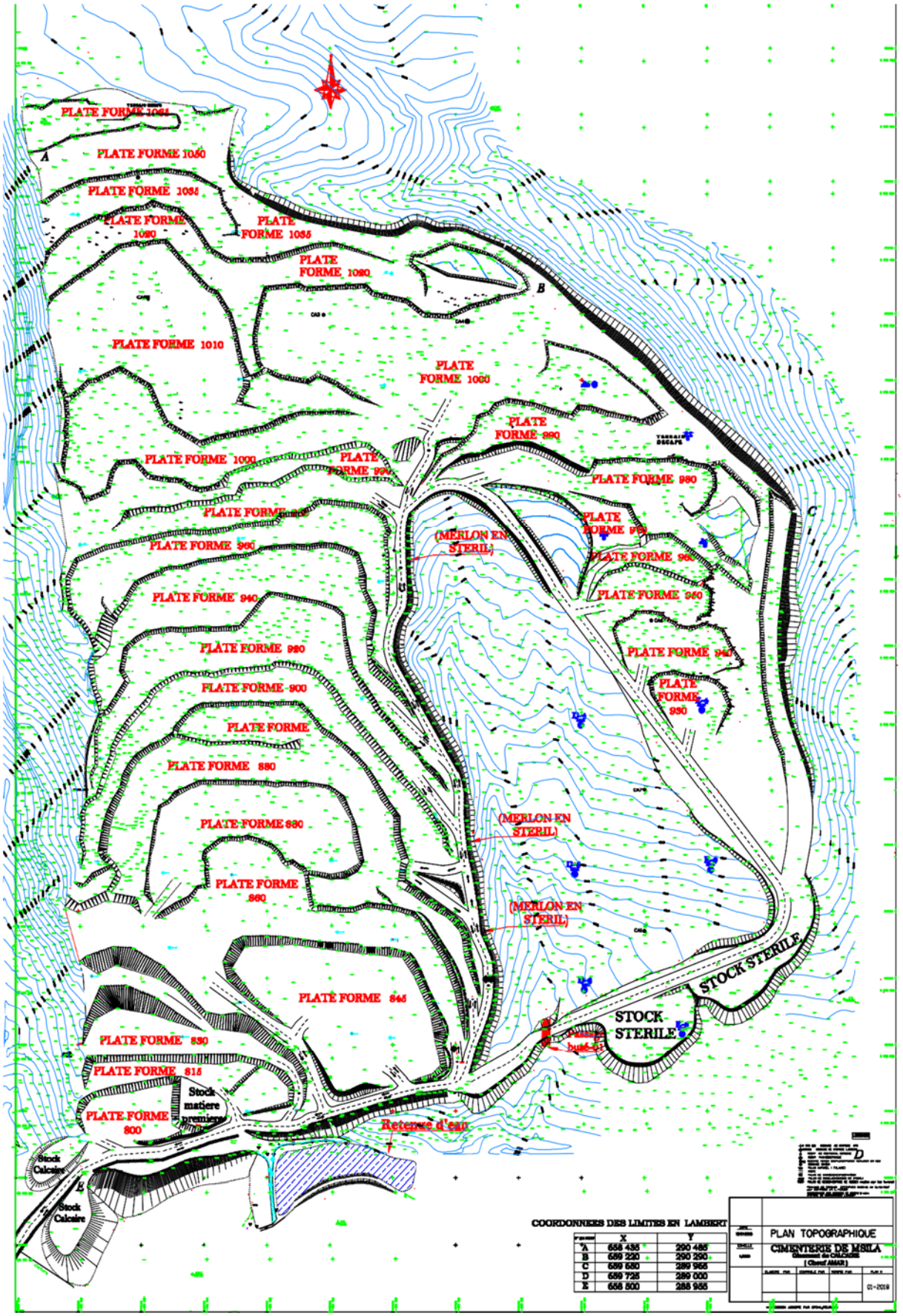
ANNEXE 2 : Extrais des coups geologique (coupe B-B)



ANNEXE 3 : Les coordonnées des sondages réalisés sur le gisement de calcaires de Chouf Amar**.**

N° Sonde.	B- Coordonnées						
	X	Y	Z		X	Y	Z
S.1	658 441.868	290 488.250	1 077.973	D-3	659 289.208	289 355.262	886.296
S.2	658 762.482	290 221.692	1 055.090	D-4	659 297.529	289 581.571	923.634
S.3	658 534.690	289 530.980	933.208	D-5	659 335.037	289 861.803	974.686
S.4	659 067.259	289 444.921	924.220	D-6	659 319.908	290 093.062	1 018.900
S.5	658 695.954	289 824.717	986.702	E-2	659 460.374	289 115.468	855.844
Total Phase préliminaire = 600 ml				E-3	659 505.514	289 362.380	896.203
CA1	658595	290406	1067	E-4	659 491.247	289 603.525	941.045
CA2	658629	290224	1052	E-5	659 495.172	289 850.780	974.614
CA3	658890	290198	1043	E-6	659 468.487	290 012.691	1 002.467
CA4	659165	290173	1030	F-2	659 717.813	289 168.444	862.881
CA5	659406	289946	991	Total phase détaillée = 2223.45 ml			
CA6	659411	289738	960				
CA7	659400	289483	914				
CA8	659400	289271	874				
Total Phase complémentaire = 648.60 ml							
A-1	658 501.686	288 954.734	799.272				
A-2	658 513.673	289 064.857	823.724				
A-3	658 528.354	289 373.377	904.470				
A-4	658 517.641	289 616.650	949.082				
A-5	658 501.555	289 850.442	984.072				
A-6	658 501.355	290 108.596	1 029.797				
A-7	658 499.488	290 349.940	1 061.106				
B-1	658 767.618	288 999.298	818.153				
B-2	658 755.458	289 163.471	856.419				
B-3	658 743.984	289 354.811	900.040				
B-4	658 745.720	289 608.396	950.993				
B-5	658 754.666	289 860.908	993.574				
B-6	658 754.853	290 100.978	1 032.930				
B-7	658 745.987	290 323.032	1 057.103				
C-2	658 995.762	289 110.633	864.646				
C-3	659 013.506	289 360.649	908.300				
C-4	658 949.792	289 621.270	963.722				
C-5	658 977.392	289 796.506	978.624				
C-6	658 986.085	290 092.345	1 025.696				
C-7	658 996.092	290 254.923	1 042.715				
D-2	659 304.705	289 181.938	859.627				

ANNEXE 4 : schéma d'ouverture de gisement Chouf Amar.



ANNEXE 5 : quelques illustrations des glissements de terrain dans la carrière Chouf Amar.



Photo 1: glissement au niveau 815-860 m en 2007.



Photo 2: glissement au niveau 860-880 m en 2007.



Photo 3: glissement au niveau 980-1000 m en 2009.



Photo 4: glissement au niveau 860-880 m en 2012.

ANNEXE 6: Essais physico-mécaniques de la matière.

N° Sondage	COUCHE 1			COUCHE 2			COUCHE 3		
	PV	HN	RC	PV	HN	RC	PV	HN	RC
A-2	-	-	-	-	-	-	2.697	0.089	110.161
A-3	2.693	0.183	170.70	2.683	0.331	59.83	2.686	0.303	79.091
A-4	-	-	-	2.682	0.289	81.976	2.692	0.222	81.786
A-5	-	-	-	2.679	0.18	122.35	2.666	0.317	59.508
A-6	2.683	0.159	122.35	2.670	0.242	68.925	2.683	0.199	114.875
A-7	2.651	0.231	89.34	2.634	0.272	59.865	2.681	0.325	89.84
B-2	-	-	-	2.678	0.338	82.30	2.694	0.177	80.88
B-4	2.688	0.264	125.98	2.677	0.356	83.15	2.691	0.225	111.15
B-5	2.677	0.149	108.14	2.659	0.839	98.220	2.702	0.196	86.209
B-6	2.672	0.321	115.11	2.674	0.411	25.28	2.684	0.235	97.43
B-7	2.662	0.269	112.58	2.661	0.095	74.54	2.614	0.465	57.435
C-2	2.636	0.274	72.805	2.669	0.540	57.49	2.698	0.162	129.125
C-3	2.642	0.348	99.855	2.666	0.422	98.745	2.680	0.384	50.73
C-6	2.681	0.317	135.49	2.666	0.546	100.87	2.678	0.265	46.075
C-7	2.691	0.213	101.15	2.670	0.442	78.185	2.666	0.360	104.31
D-2	2.691	0.176	113.96	2.699	0.151	121.41	2.701	0.063	98.03
D-3	2.633	0.239	84.493	2.683	0.250	57.816	2.710	0.053	73.879
D-4	2.702	0.092	112.02	2.663	0.453	40.602	2.704	0.072	86.94
D-5	2.698	0.094	108.40	2.700	0.09	90.947	2.692	0.148	62.496
D-6	2.693	0.188	122.84	2.677	0.227	89.60	2.684	0.209	92.103
E-2	2.680	0.241	90.519	2.684	0.159	64.87	2.704	0.115	124.85
E-4	2.678	0.209	132.05	2.697	0.222	35.95	-	-	-
E-6	2.682	0.225	87.09	2.676	0.342	66.76	2.689	0.163	79.78
F-2	2.699	0.179	100.46	2.668	0.300	89.16	2.688	0.334	94.78
Moyenne par couche	**2.676**	**0.218**	**109.76**	**2.674**	**0.326**	**79.52**	**2.686**	**0.220**	**87.452**

Résumé

Le présent travail est consacré aux problèmes de glissement des talus au niveau de la carrière Chouf Amar M'sila. L'axe majeur de cette étude est l'identification des principaux facteurs qui influent sur la stabilité de site en question avec la méthode des éléments fini en utilisant le logiciel Plaxis 8.2, et la proposition d'une solution adéquate.

Les résultats des calculs montrent la nuisance de la méthode d'exploitation sur la stabilité des talus de la carrière.

Enfin, le changement de la méthode d'exploitation semblé être la meilleure recommandation pour améliore la stabilité de la carrière.

Mots clés : glissement, stabilité, talus, élément finit, Plaxis, coefficient de sécurité, roche, carrière.

Abstract

The present work is devoted to slope slid problems at the Chouf Amar M'sila quarry. The main focus of this study is the identification of the main factors that influence the site stability in question with the finite element method using the Plaxis 8.2 software, and the proposal of a suitable solution.

The results of the calculations show the nuisance of the method of exploitation on the stability of career slopes.

Finally, changing the operating method seemed to be the best recommendation to improve career stability.

Key words: slip, stability, slope, element finite, Plaxis, coefficient of safety, rock, massif, career.